NLWKN

Forschungsstelle Küste

INTBEM

Förderkennzeichen: 03 KIS 062

„Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“

Abschlussbericht des Teilprojekts INTBEM B
Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen

Norderney, August 2010





Antragsteller: Dipl.-Ing. Hanz Dieter Niemeyer

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Cordula Berkenbrink
Dipl.-Ing. Ralf Kaiser
Dr.-Ing. Markus Witting

Wiss. Berater: Dr.-Ing. Uwe Sparboom

Inhaltsverzeichnis

1 Zusammenfassende Darstellung 4
1.1 Veranlassung und Zielsetzung 4
1.2 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse 5
1.3 Veröffentlichungen und Vorträge 7

2 Motivation 9

3 Hydrodynamische Belastungen 11
3.1 Hydrodynamische Grundlagen 11
3.2 Bemessungswasserstände 12
3.3 Bemessungsseegang 13
3.4 Bemessungswellenauflauf 15
3.5 Wellenüberlauf 17

4 Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen 21
4.1 Physikalische Grundlagen 21
4.2 Numerische Grundlagen 22
4.3 Modellbildung 23
4.4 Modellerweiterungen im Forschungsvorhaben 24
4.5 Untersuchungen zur numerischen Dämpfung 26
4.5.1 Modellaufbau 26
4.5.2 Einfluss der Wellenperiode auf die numerische Dämpfung 27
4.5.3 Einfluss der Wellenhöhe auf die numerische Dämpfung 30
4.5.4 Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung 31
4.5.5 Einfluss der zeitlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung ... 34
4.5.6 Rechenlaufzeit 36
4.5.7 Sensitivitätsanalyse der relativen Wassertiefe 37
4.5.8 Zusammenfassung und kritische Bewertung 38

5 Validierung des Modells OTT-1D 39
5.1 Vorgehen 39
5.2 Wellenüberlauf - Einfache Geometrie - GWK 2000 40
5.2.1 Aufbau der hydraulischen Modellversuche 40

5.2.2 Versuchsprogramm 42
5.2.3 Mathematische Modellierung 42
5.2.4 Empirische Berechnungsansätze 44
5.2.4.1 Ansatz nach Schüttrumpf 44
5.2.4.2 Anwendung der empirischen Ansätze des Eurotop-Manuals 45
5.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping 47
5.2.5 Zusammenfassung und Vergleich 47
5.3 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Norderney Weststrand 48
5.3.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche 48
5.3.2 Versuchsprogramm 52
5.3.3 Mathematische Modellierung 53
5.3.4 Empirische Berechnungsansätze 55
5.3.4.1 Modifizierter Ansatz nach Owen 55
5.3.4.2 Anwendung des Eurotop-Manuals (2007) bzw. PC-Overtopping 56
5.3.4.3 Anwendung von NN_Overtopping 62
5.3.5 Zusammenfassung und Vergleich 63
5.4 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Baltrum Weststrand 65
5.4.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche 65
5.4.2 Versuchsprogramm 67
5.4.3 Mathematische Modellierung 68
5.4.4 Empirische Berechnungsansätze 71
5.4.5 Zusammenfassung und Vergleich 73
5.5 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Norderney Nordstrand 74
5.5.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche 74
5.5.2 Versuchsprogramm 76
5.5.3 Mathematische Modellierung 77
5.5.4 Empirische Berechnungsansätze 80
5.5.4.1 An hydraulische Versuche angepasste Wellenüberlauffunktion 80
5.5.4.2 Anwendung des Eurotop-Manuals (2007) bzw. PC-Overtopping 81
5.5.4.3 Anwendung von NN_Overtopping 83
5.5.5 Zusammenfassung und Vergleich 83
5.6 Schichtdicken - einfache Geometrie - GWK 2000 84

5.7 Geschwindigkeiten - einfache Geometrie - GWK 2000 91

6 Parameterstudie 93

6.1 Deichquerschnitt Ostermarsch 94

6.2 Deichquerschnitt Weser bei Dedesdorf - Ästuardeich 101

6.3 Deichquerschnitt Wursten bei Cappel-Neufeld - Vorlanddeich 104

6.4 Zusammenfassende Bewertung 108

7 Abkürzungen und Symbole 110

8 Literaturverzeichnis 111

Anlagen 117

1 Zusammenfassende Darstellung

1.1 Veranlassung und Zielsetzung

Nach der Sturmflut von 1953 in den Niederlanden ist in Deutschland der bis dahin reagierende auf einen vorsorglichen Küstenschutz umgestellt worden. Teil dessen ist eine Bemessung von See- und Ästuardeichen unter Einschluss eines Sicherheitsbeiwertes für den zu erwartenden Meeresspiegelanstieg (Lüders & Leis, 1964; Niemeyer, 2001). In Anbetracht der erwarteten Folgewirkungen des Klimawandels haben mittlerweile die Küstenländer Schleswig-Holstein, Niedersachsen und Bremen diesen Wert auf 50 cm/Jahrhundert für das MThw erhöht. Gleichzeitig weisen aber Verfeinerungen bei der Ermittlung des Bemessungswellenauflaufs ebenso wie Untersuchungen zum Wellenüberlauf darauf hin, dass in diesem Bemessungsparameter Belastungsreserven enthalten sind (Weißmann, 2003; Niemeyer et al. 2008; van der Meer et al., 2009). Diese durch Entwicklung eines gekoppelten hydrodynamisch-bodenmechanischen Ansatzes belastbar zu quantifizieren war Ziel des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“.

Nach derzeitiger Bemessungspraxis liegen der Bestickhöhe pauschal festgelegte Wellenüberlaufraten zugrunde, die Gestaltung der einzelnen Deichelemente erfolgt hauptsächlich auf empirischer Grundlage. Ein Bezug zu den verwendeten Böden besteht bei der Dimensionierung nicht. Zahlreiche vorangegangene Forschungsvorhaben der letzten Jahre haben zum besseren Verständnis der hydrodynamischen Bedingungen am Deichkörper und der bodenmechanischen Vorgänge bei Belastungen während Sturmfluten beigetragen.

Ziel des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ ist die Quantifizierung der Belastungsreserven von Deichen durch den Vergleich der lokalen hydrodynamischen Einwirkungen mit der spezifischen Widerstandsfähigkeit der Abdeckungsböden. Entgegen der aktuellen Bemessungspraxis ermöglicht dieser Ansatz erstmals die Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften des verwendeten Deichbaumaterials. Mit optimalem Mitteleinsatz kann der Deich dann hinsichtlich aller Einwirkungen mit dem erforderlichen Sicherheitsstandard ausgeführt werden. Des Weiteren lassen sich gegebenenfalls vorhandene Sicherheitsdefizite bestehender Deiche identifizieren und Prioritätenkataster des zukünftigen Bedarfs an Verstärkungen erstellen. Der Ansatz leistet so einen Beitrag zur langfristigen vorsorglichen Planung im Insel- und Küstenschutz.

Das Forschungsvorhaben wird als Verbundvorhaben von der **F**orschungs**s**telle **K**üste (FSK) im **N**iedersächsischen **L**andesbetrieb für **W**asserwirtschaft, **K**üsten und **N**aturschutz (NLWKN) und dem **I**nstitut für **G**rundbau und **B**odenmechanik der Universität Duisburg-**E**ssen (IGBE) durchgeführt. Es setzt sich aus den Teilvorhaben INTBEM A zur „Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen“ (IGBE) und INTBEM B für die „Mathematische Modellierung der hydro-

dynamischen Belastung von Deichen“ (FSK) zusammen. Dem Abschlussbericht gingen zwei Statusberichte voraus, die von beiden Instituten gemeinsam verfasst wurden. Der Abschlussbericht erfolgt in zwei Teilen, wobei sich der vorliegende Bericht auf die Ergebnisse der mathematischen Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen des Teilprojekts INTBEM B bezieht.

1.2 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse

Die hydrodynamischen Belastungen der Deiche werden im Forschungsvorhaben INTBEM mit dem mathematischen Modell OTT-1D berechnet. Zur Verifizierung der Naturähnlichkeit des Modells erfolgte die Validierung der mittleren Wellenüberlaufrate, der mittleren Wasserüberdeckung und der mittleren Geschwindigkeit anhand der hydraulischen Modellversuche im Großen Wellenkanal, die im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf“ an einer ebenen Böschungsgeometrie stattfanden. Im Vergleich zu empirischen Berechnungsansätzen streuen die Ergebnisse des mathematischen Modells geringer und weisen kleinere mittlere Fehler auf. Es tritt zwar eine systematische Unterschätzung auf, diese kann aber, wie bei mathematischen Modellierungen üblich, durch eine Kalibrierung ausgeglichen werden.

Für die Anwendung im Naturmaßstab mussten Erweiterungen im Quellcode vorgenommen werden. Sowohl die Anzahl der Datenpunkte (zeitliche Auflösung) als auch der Rechenknoten (räumliche Auflösung) und der Ausgabepunkte wurden erhöht. Darüber hinaus können nun auch die Strömungsgrößen auf der Binnenböschung ermittelt und abschnittsweise unterschiedliche Rauigkeiten für den Deichkörper berücksichtigt werden.

Aus einer Sensitivitätsanalyse für den Einfluss numerischer Größen werden Empfehlungen für die zeitliche und räumliche Diskretisierung abgeleitet und in Bezug zur erforderlichen Rechenzeit gesetzt. Da das Modell auf den Flachwassergleichungen beruht, hängt die Ergebnisqualität entscheidend von der Wellensteilheit ab. Bei steilen Wellen geht in der numerischen Lösung virtuell Energie verloren, die sich als numerische Dämpfung niederschlägt. Dies wird durch eine statistische Anpassung kompensiert.

Die allgemeine Gültigkeit des Modells wird durch den Vergleich der mittleren Wellenüberlaufrate mit etlichen hydraulischen Wellenkanaldaten auch von geometrisch stark gegliederten Querschnitten nachgewiesen. Weiterhin wurden die Ergebnisse mit Ergebnissen anderer derzeit verwendeter Rechenmethoden verglichen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zu den bodenmechanischen Prozessen bei Wellenschlag und Wellenüberlauf und die für die Erfassung dieser Beanspruchungen entwickelten Bemessungsansätze sind in dem Abschlussbericht des Teilvorhabens INTBEM A dargestellt.

Drei gemeinsam mit INTBEM A bearbeitete Bemessungsbeispiele verdeutlichen die praktische Zusammenführung der Ergebnisse der beiden Teilvorhaben und zeigen zugleich auf, welche Reserven die drei untersuchten Deiche in Bezug auf einen Anstieg des Bemessungswasserstands haben. Am Beispiel eines realen Deiches in der Ostermarsch wurde mit dem vollspektralen Seegangsmodell SWAN (**S**imulation **Wa**ves **N**earshore) der 3. Generation (Ris et al., 1995; Holthuisen et al., 1998; Booij et al., 1999) der Seegang für unterschiedliche Wasserstände beginnend mit NN + 5,0 m bis NN + 7,5 m berechnet. Das Modell liefert die Eingangsgrößen für die Berechnung der hydrodynamischen Belastungen des Deiches mit OTT-1D. Durch den Anstieg des Wasserstandes und der damit einhergehenden höheren Seegangsbelastung wurden mittlere Wellenüberlaufraten von mehr als 200 l/(s·m) erreicht. Diese Größe fließt in die Berechnung der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten ein - die Hauptversagensform der Deiche bei der schweren Sturmflut von 1962 -, die in Abhängigkeit unterschiedlicher Böden für den Ostermarscher Deich ermittelt wurde (Abb. 1.1). Nach dem Bewertungsverfahren nach Weißmann (2003) sind bis auf den Boden Elisabethgroden 3,5 alle Böden als Deichbaumaterial gut bis sehr gut geeignet. Das Versagen der Binnenböschung wird über den Ausnutzungsgrad bestimmt, dieser gibt das Verhältnis des Scherwiderstands der Abdeckung zu der einwirkenden Scherbeanspruchung wieder. Alle Böden bis auf den Elisabethgroden 3,5 können mittleren Wellenüberlaufraten von mehr als 200 l/(s·m) bei hohem Verdichtungsgrad standhalten (Abb. 1.1 - links).

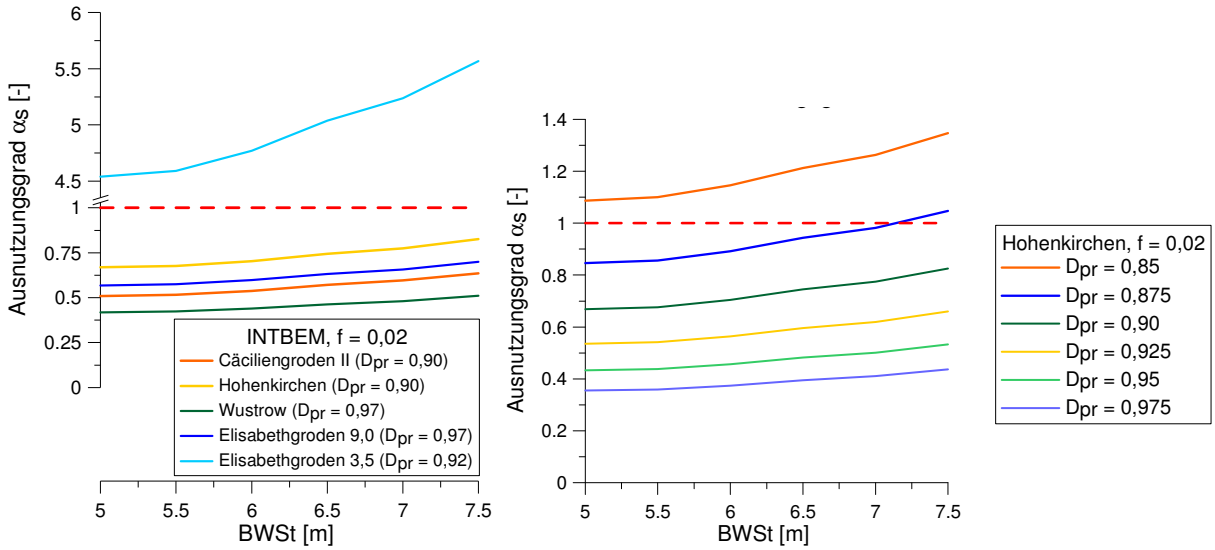


Abb. 1.1: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten für unterschiedliche Böden (links) und Verdichtungsgrade (rechts) (Richwien et al. 2010)

Dass Sicherheitsreserven im bodenmechanischen Ansatz enthalten, wird an der Überschreitung des Ausnutzungsgrades des Elisabethgroden 3,5 auch ohne Wellenüberlauf deutlich. Hierbei handelt es sich um einen Boden der tatsächlich in einem Deich eingebaut wurde und nicht zu einem Versagen des Deiches geführt hat; der Boden geht nämlich im vernässten Zustand in die Bemessung ein. Einen wichtigen Einfluss auf die Standsicherheit gegen Wellenüberlauf hat der Verdichtungsgrad

(Abb. 1.1- rechts). Mit abnehmendem Verdichtungsgrad nimmt die Festigkeit des Bodens rasch ab und damit auch die Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten. Der derzeitige BWSt am Ostermarscher Deich von NN +5,75 m führt zu einem Wellenüberlauf von rd. 3 l/(s·m) (Abb. 1.2). Die bodenmechanischen Ansätze zeigen, dass Belastungsreserven in Deichen mit gut verdichteten und geeigneten Böden stecken, die einer erhöhten Belastung durch einen möglichen beschleunigten Meeresspiegelanstieg entgegentreten können. Untersuchungen an realen Deichabschnitten mit einem Wellenüberlaufsimulator bestätigen die Ergebnisse (Akkermann et al., 2007, van der Meer et al., 2009). So kann beispielsweise der Ostermarscher Deich bereits bei einer zulässigen Wellenüberlaufrate von 10 l/(s·m) mit einer entsprechend belastbaren Abdeckung einen um 30 bis 40 cm höheren Bemessungswasserstand kompensieren (Abb. 1.2). Somit bestehen bei den modernen See- und Ästuardeichen aktivierbare Sicherheitsreserven gegen einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg.

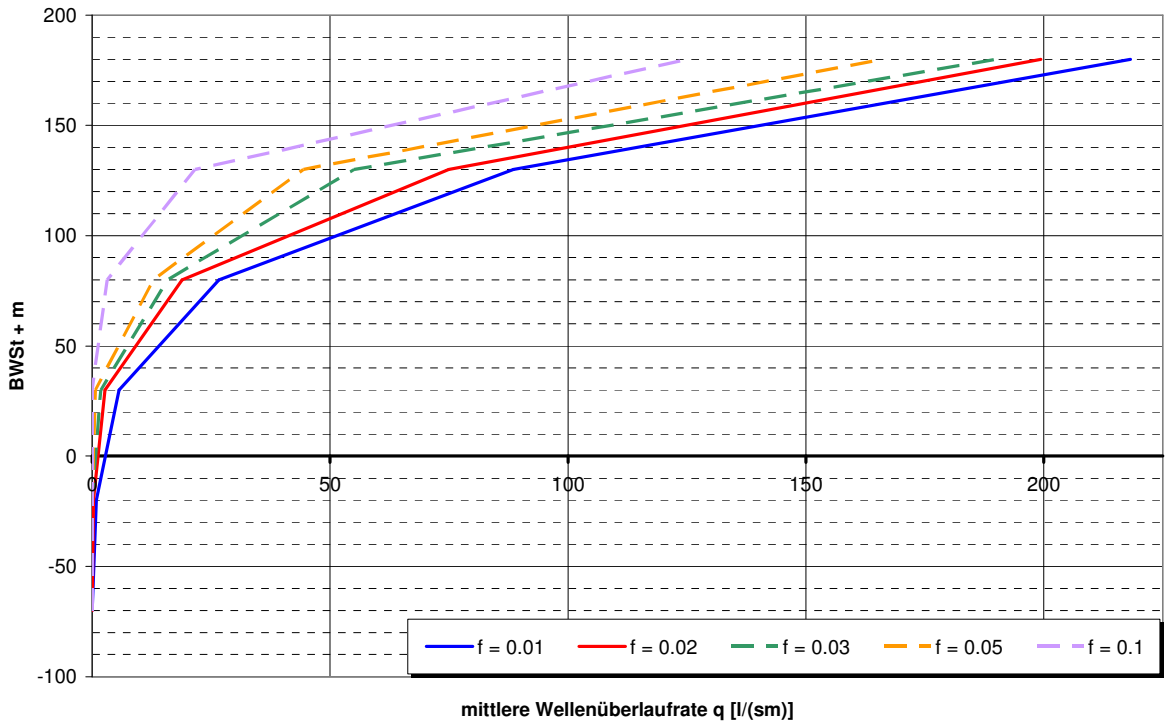


Abb. 1.2: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die Höhe des Bemessungswasserstandes

1.3 Veröffentlichungen und Vorträge

Die Ergebnisse wurden in der Bearbeitungsphase durch folgende Veröffentlichungen und Vorträge der Fachöffentlichkeit zur Diskussion gestellt:

- Berkenbrink, C., Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2009: Prototype Overtopping Measurements and Model Verification. In: Proc. 31st Int. Conf. o. Coast. Eng. (Hrsg.) J. Mc Kee Smith. Bd. 4. Hamburg, 3009–3019.

- Berkenbrink, C.: Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen, 14. KFKI-Seminar, Bremerhaven, 2009
- Berkenbrink, C.: Wirklichkeitsnahe Ermittlung von Wellenüberlaufmengen an Deichen. Deichkonferenz, Wangerland, 2009
- Berkenbrink, C., Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2011: Mathematical Modelling of Wave Overtopping at Complex Structures: Validation and Comparison. In: J. Mc Kee Smith (ed.): Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore.
- Kaiser, R.: Mögliche Folgen des Klimawandels für die Nordseeküste und den Küstenschutz, IHK Emden, 18. Oktober 2007
- Kaiser, R.: FV Integrierte Bemessung von Seedeichen, Besprechung der Deichverbände, -behörden und NLWKN-Geschäftsbereiche an der Tideelbe, 18. Juni 2008
- Kaiser, R.: FV Integrierte Bemessung von Seedeichen, Erfahrungsaustausch mit dem LKN Husum-Geschäftsbereich Gewässerkunde und Vorarbeiten, 24. Juni 2008
- Kisse, A., Pohl, C., Richwien, W.: Konsequenzen der Festlegung von charakteristischen Bodenkennwerten für geotechnische Nachweise, 30. Baugrundtagung in Dortmund 2008
- Niemeyer, H.D.: Mögliche Folgen des Klimawandels für die Nordseeküste und den Küstenschutz, Fortbildungsveranstaltung, Bund der Wasser- und Kulturbauingenieure, 10. Mai 2007
- Niemeyer, H.D.: Evaluation of Alternative Strategies for the Protection of Coastal Lowlands, ENCORA-Workshop Sylt 26. /27. November 2007
- Niemeyer, H.D.: Alternativen zum Deichbau - welche gibt es? - sind sie sinnvoll?, Tag der Niedersachsen, Nordenham, 2. Mai 2008
- Niemeyer, H.D.: Alternativen zum Deichbau: Welche gibt es? Wie sind sie zu bewerten? Friesen-Kongress, Leer, 12. Juni 2009
- Niemeyer, H.D, Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2008: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering
- Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2009: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise. Proc. 33rd IAHR-Congress Vancouver/Canada
- Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2011: Increased Overtopping Security of Dykes: A Potential for Compensating Future Impacts of Climate Change. In: J. Mc Kee Smith (ed.): Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore.
- Pohl, C.: Bodenmechanische Bemessung von Deichen gegen Wellenüberlauf. Deichkonferenz, Wangerland, 2009
- Pohl, C.: Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit, Dissertation, Universität Duisburg-Essen,

Januar 2010. In: Mitteilungsheft Nr. 38 des Fachgebiets Geotechnik der Universität Duisburg-Essen, (Hrsg.) Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau
- Pohl, C., Vavrina, L.: Stability Evaluation of Dikes along the North-Sea, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering 2008
- Pohl, C., Vavrina, L., Richwien, W.: Geotechnical Aspects in Integrated Design of Sea- and Estuary Dikes, International Conference on Coastal Engineering (ICCE) 2008
- Pohl, C., Vavrina, L., Richwien, W.: New Approaches for Geotechnical Design of Baltic Sea Dikes, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference 2008
- Richwien, W.: Eignung von Böden für Deiche, BWK Bundeskongress 2008, 18.-20. September, Bad Zwischenahn
- Richwien, W.: Analyse bodenmechanische Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen, 14. KFKI-Seminar, Bremerhaven, 2009
- Richwien, W., Kaiser, R.: Ziele und Ergebnisse des Forschungsvorhabens „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“, Deichkonferenz, Wangerland 2009
- Vavrina, L: Bewertung der Erosionsstabilität bindiger Böden, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, 30. Baugrundtagung in Dortmund 2008
- Vavrina, L.: Schutzfunktion der Grasnarbe gegen Wellenüberlauf. Deichkonferenz, Wangerland, 2009
- Vavrina, L.: Bewertung des Bewuchses auf Deichböschungen, schriftliche Promotionsleistung, Universität Duisburg-Essen, voraussichtlich 2010
- von Storch, H., Niemeyer, H.D.: Stormy North - Perspectives of Climate Change in Coastal Areas, IFAT Munich, 8. Mai 2008

2 Motivation

Die Folgen des globalen Klimawandels werden gegenüber den heutigen Verhältnissen zu erheblich stärkeren Belastungen von Bauwerken des Insel- und Küstenschutzes führen: Neben der zu erwartenden Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs werden wegen stärkerer Sturmintensität ein höherer Stau und größere Wassertiefen auf den Watten auftreten, die wiederum möglicherweise mit einem beschleunigtem Meeresspiegel nur verzögert mitwachsen werden, so dass die Wassertiefen noch mehr zunehmen. Damit einhergehend ist eine stärkere Seegangsbelastung der Bauwerke unausweichlich zu erwarten (Niemeyer, 2004, 2005, 2010; Kaiser et al., 2011). Die Bauwerke des Insel- und Küstenschutzes müssten dann zur Erhaltung ihrer Wirksamkeit nach den Regeln der Technik dementsprechend verstärkt werden, um ihre Funktion zum Schutz von Leib und Leben sowie Hab und Gut erfüllen zu können. Nach der gegenwärtigen Bemessungspraxis, die allein die hydrodynamischen Belastungen berücksichtigt, würden damit sehr wahrscheinlich außerordentlich hohe Aufwendungen verbunden sein.

Von daher ist es sinnvoll und zielführend neue integrierte Bemessungsmethoden zu entwickeln, bei denen parallel zur hydrodynamischen Belastung die Widerstandsfä-

higkeit der Bauelemente der Küstenschutzwerke gegen die jeweiligen Lastfälle einbezogen wird. Um diese Zielrichtung verfolgen zu können hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen Mittel für ein Forschungsvorhaben zu Verfügung gestellt, in dem eine neue integrierte Bemessung für See- und Ästuardeiche bei paralleler Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastungen und der bodenmechanisch ermittelten Belastbarkeit des Erdbaustoffs Klei entwickelt werden soll.

Untersuchungen in der Natur und in großmaßstäblichen hydraulischen Modellversuchen haben gezeigt, dass moderne Deiche höhere Überlauftoleranzen haben als bisher angenommen. Naturversuche in den Niederlanden haben ergeben, dass Deiche bei Überlaufmengen bis zu 75 l/(m·s) funktionsfähig bleiben (Abb. 2.1) (van der Meer et al., 2008).



Abb. 2.1: Kleiabdeckung und Grasnarbe des Versuchsdeichs in Delfzijl (hier bei 50 l/(s·m) mittlerer Wellenüberlaufrate)

Tendenziell ähnliche Ergebnisse zeigten großmaßstäbliche hydraulische Modellversuche im großen Wellenkanal der Universität Hannover und der TU Braunschweig: bei Überlaufmengen von bis zu 30 l/(m·s) traten keine Schäden auf, durch welche die Funktionsfähigkeit der Deiche beeinträchtigt war. Die hier experimentell ermittelten Überlauftoleranzen liegen somit weit über denen, die bisher bei der Bemessung angesetzt werden.

Um daraus resultierende Bemessungsreserven zu verdeutlichen, wird hier für zwei unterschiedliche Deiche in Niedersachsen verglichen, wie sich bei gleich bleibender Kronenhöhe die derzeit bei der Bemessung angesetzte Überlauftoleranz von 3 % der Wellen und einer hier angenommenen Wellenüberlaufrate von 10 l/(m·s) bei gleicher Seegangsbelastung hinsichtlich des Bemessungswasserstands auswirken (Niemeyer et al., 2008). Für einen exponierten Seedeich ergibt sich bei einer Überlauftoleranz von 3 % ein Bemessungswasserstand von NN+ 6,00 m; bei einer Überlauftoleranz von 10 l/(m·s) wäre derselbe Deich noch bei einem Bemessungswasserstand von NN+ 6,60 m sicher (Abb. 2.2 - links). Ein ähnliches Ergebnis zeigt die vergleichende

Untersuchung für einen Ästuardeich, der von wesentlich kurzperiodischeren Wellen beaufschlagt wird: Auch in diesem Fall ist bei einer angenommenen Überlauftoleranz von 10 l/(m·s) gegenüber den bisher in Niedersachsen üblichen 3 % ein um 0,6 m höherer Bemessungswasserstand möglich (Abb. 2.2 - rechts).

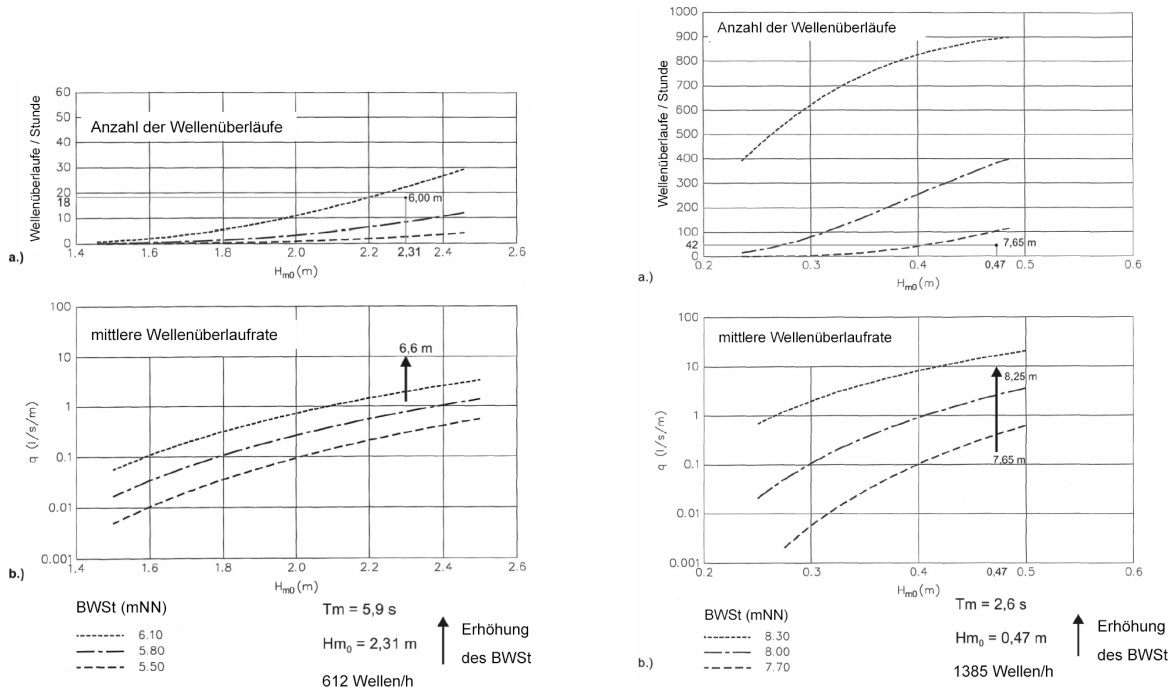


Abb. 2.2: Effekt einer höheren mittleren Wellenüberlaufrate auf die Höhe des tolerierbaren Bemessungswasserstandes für einen exponierten Küsten- und Ästuardeich (Niemeyer et al., 2008)

Dieser einfache Vergleich unterstreicht das Potenzial der im Forschungsvorhaben „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“ vorgenommenen Untersuchungen für künftige Küstenschutzstrategien zur Anpassung an die Folgen des globalen Klimawandels: eine deutlich unter den bereits jetzt experimentell als möglich erwiesenen Werten liegende Überlauftoleranz bei künftiger Bemessung würde eine spürbare Entlastung für die erforderlichen Aufwendungen bedeuten, ohne dass damit eine Verringerung der Sicherheit verbunden wäre.

3 Hydrodynamische Belastungen

3.1 Hydrodynamische Grundlagen

Die verfeinerte Ermittlung der hydrodynamischen Prozesse bei der Seegangsbelastung von Deichen (Abb. 3.1) und anderen Küstenschutzwerken gewinnt insbesondere auch vor dem Hintergrund zu erwartender Änderungen infolge des Klimawandels mehr und mehr an Bedeutung. Für die Bestimmung der Kronenhöhen von See- und Ästuardeichen sowie zur Bestimmung der entsprechenden Belastungsgrenzen ist die Kenntnis des Bemessungswasserstandes und des Bemessungsseegangs von ent-

scheidender Bedeutung. Im Rahmen des Projektes soll aufbauend auf den Bemessungswasserständen und mit den aus einlaufenden Wellenspektren abgeleiteten Überlaufraten sowohl die Deichgeometrie als auch die Abdeckungsmächtigkeiten in einem Optimierungsverfahren bestimmt werden. Die Kenntnis der Strömungs- und Druckkräfte sowie die Abschätzung der Infiltration sind für das Widerstandsverhalten des Deichkörpers unerlässlich.

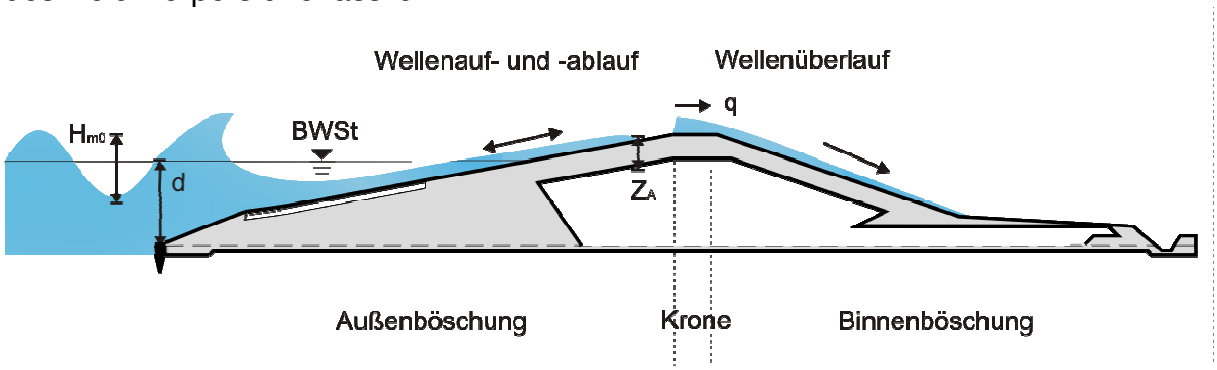


Abb. 3.1: Definitionsskizze zu Wellenauf- und Wellenüberlauf

3.2 Bemessungswasserstände

In Deutschland wurden auf der Grundlage von bisherigen hohen Sturmflutwasserständen deterministisch oder stochastisch Höchstwasserstände ermittelt, die sich aus der Überlagerung von astronomischen Tidewasserständen und meteorologisch bedingten Stau ergeben: die **B**emessungs**w**asser**st**ände (BWSt). Sie sind als Scheitel einer Bemessungssturmflut anzusehen und wurden bisher weder erreicht noch überschritten.

Für die niedersächsische Nordseeküste werden die Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren nach Hundt (1953) und Lüders (1957) (Abb. 3.2 links) bzw. nach dem Vergleichsverfahren nach Liese (Abb. 3.2 rechts) bestimmt. Beiden Verfahren ist der deterministische Ansatz gemein; er entspricht der stringenten formalen Vorgabe des §4 NDG, die einerseits eine wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung der Bemessungswasserstände für Deiche ausschließt und andererseits ein deterministisch begründetes Maximum verlangt (Niemeyer, 2001).

Bei dem Einzelwertverfahren werden die Bemessungswasserstände aus folgenden Werten zusammengesetzt (Niemeyer, 2001):

- Höhe des fünfjährigen mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN
- maximale Springerhöhung gegenüber dem MThw
- höchster gemessener Stau bezogen auf MThw
- Sicherheitszuschlag (berücksichtigt den säkularen Meeresspiegelanstieg mit bisher mit 50 cm in 100 Jahren)

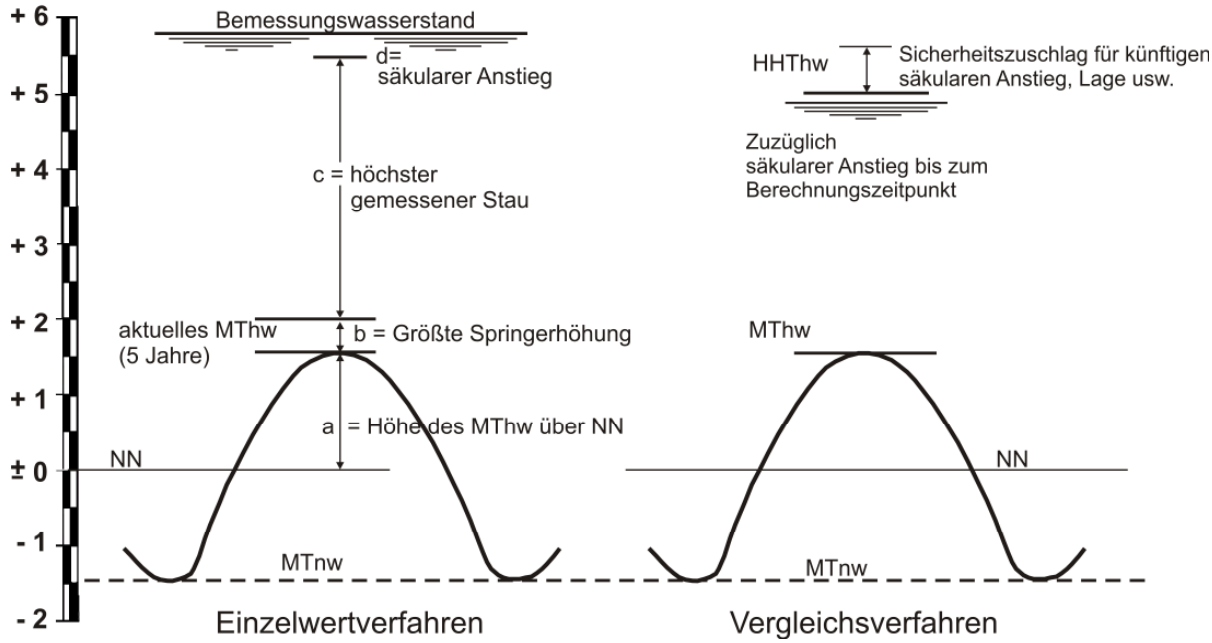


Abb. 3.2: Ermittlung der Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren und dem Vergleichsverfahren (Lüders & Leis, 1964; ML, 1973)

Grundsätzlich sollte die Ermittlung von Bemessungswasserständen nach dem Einzelwertverfahren erfolgen, da es den formalen Kriterien des § 4 NDG offensichtlicher entspricht. Das Vergleichsverfahren dient zur Überprüfung der bleibenden Gültigkeit des Bemessungswasserstandes bei späteren Sturmfluten. Im Vergleichsverfahren nach Liese wird vom höchsten jemals beobachteten Tidehochwasser (HHThw) ausgegangen. Addiert wird hier ein Sicherheitszuschlag, der den säkularen Meeresanstieg berücksichtigt. Bei den gegenwärtig gültigen Randbedingungen an der niedersächsischen Küste ergibt sich bei Anwendung des empfohlenen Sicherheitszuschlags von 50 cm für das Vergleichsverfahren stets der maßgebende Bemessungswasserstand beim Einzelwertverfahren (Niemeyer, 2001).

Die Ermittlung von Bemessungswasserständen für Ästuardeiche verlangt die Einbeziehung der Wirkung des Oberwassers auf die Sturmflutwasserstände. Insofern ist das Einzelwertverfahren dafür unzureichend, da es diesen Parameter nicht beinhaltet. In der Vergangenheit sind daher für die Tideflüsse Ems, Weser und Elbe die Bemessungswasserstände mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen ermittelt worden; heute erfolgt dies mit mathematischen oder statistischen Modellen (LAG, 1988; Niemeyer, 1997; Niemeyer et al., 2003a und 2003b; Knaack et al., 2006).

3.3 Bemessungsseegang

Neben dem Bemessungswasserstand sind die Seegangsparameter für die funktionelle und konstruktive Planung der Deiche von entscheidender Bedeutung. Mit konventionellen empirischen Vorhersagemethoden können - wie Naturmessungen gezeigt haben - keine vertrauenswürdigen Ergebnisse erzielt werden (Niemeyer, 1983).

In den siebziger Jahren wurde das Extrapolationsverfahren entwickelt (Niemeyer, 1976). Das Verfahren ist jedoch nur auf tiefenbegrenzten Seegang beschränkt. Es beruht auf der Annahme, dass die Wassertiefen deichnaher Watten und Heller in einem morphodynamischen Gleichgewicht mit dem Seegang stehen. Diese Annahme konnte später sowohl über die Analyse von Naturmessungen (Niemeyer, 1979; 1983) als auch über mathematische Modellierungen (Niemeyer & Kaiser, 2001) bestätigt werden. Die Seegangsparameter werden aus dem Wellenauflauf abgeleitet, der aus den nach Sturmfluten eingemessenen Teekgrenzen ermittelt wurde. Über die konstante Relation zu den örtlichen Wassertiefen erfolgt die Extrapolation des den Wellenauflauf erzeugenden Seegangs für den Bemessungsfall.

Seit einigen Jahren werden mathematische Seegangsmodelle der 3. Generation wie SWAN (Ris et al., 1995; Holthuijsen et al., 1998; Booij et al., 1999) in Kombination mit Naturmessungen erfolgreich verwendet (Abb. 3.3). Die Naturähnlichkeit wurde für Gebiete an der deutschen Nordseeküste mit komplexer Topografie und starken hydrodynamisch-morphologischen Wechselwirkungen für Normaltiden (Kaiser & Niemeyer, 1999) und Sturmfluten (Niemeyer et al., 2000; Kaiser et al., 2001) nachgewiesen.

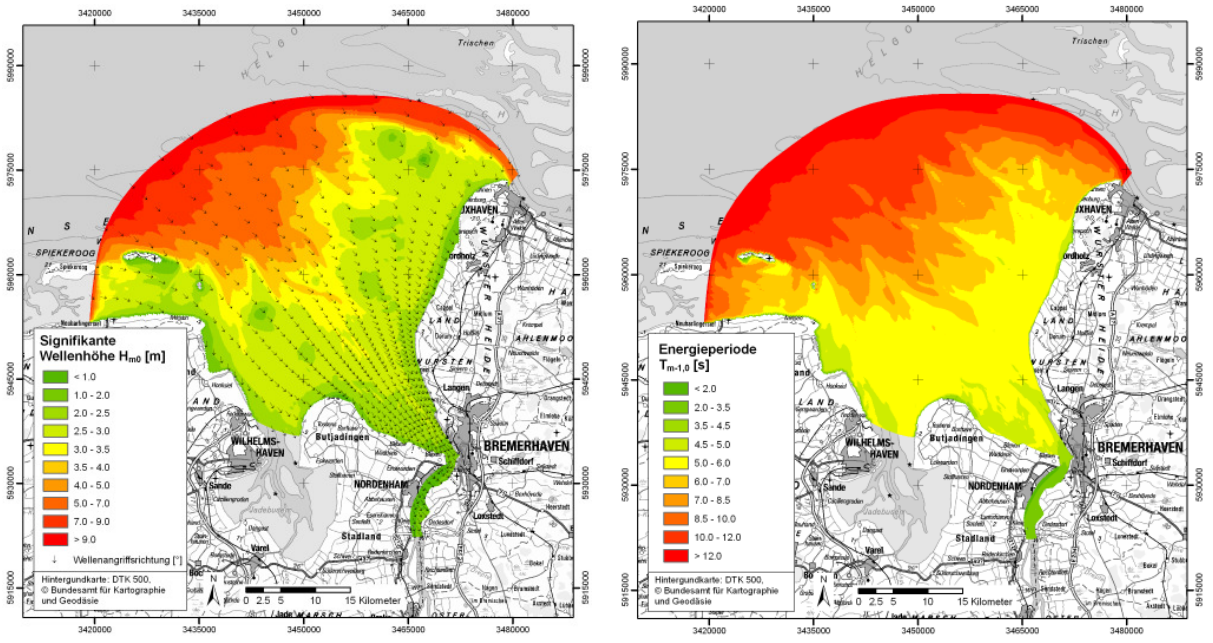


Abb. 3.3: Ermittlung des Bemessungsseegangs für die Außenweser; Projekt Wurster Küste; links: spektrale signifikante Wellenhöhe und mittlere Wellenrichtung; rechts: Energieperiode (Kraatz et al., 2009)

Die Verfahrensweise ist noch nicht uneingeschränkt in allen Küstengebieten anwendbar. Daher wird derzeit zum Beispiel für die Bemessung von Deichen auf den Wattseiten der Ostfriesischen Inseln weiterhin das Extrapolationsverfahren verwendet (Niemeyer & Kaiser, 1999). In kleinräumigen Bereichen werden phasenauflösende Modelle wie das Boussinesq-Modell MIKE 21-BW mit Erfolg eingesetzt.

3.4 Bemessungswellenauflauf

Die Wellenauflaufhöhe an geböschten Bauwerken zählt zu den am meisten untersuchten Parametern (z.B. Wassing, 1957; Hunt, 1959; TAW, 1974; Niemeyer, 1976; 1977; van der Meer & de Waal, 1993; Niemeyer et al., 1995; van Gent, 1999; TAW, 2002; Eurotop-Manual, 2007) da sie eine wesentliche Größe sowohl für die Bemessung von Bauwerken darstellt. Sie stellt die lotrechte Strecke zwischen dem höchsten Punkt der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel dar, die von einer definierten Zahl der Wellen nicht überschritten wird oder durch die die Überlaufmenge auf ein vorgegebenes Maß begrenzt wird.

Der Bemessungswellenauflauf bei Deichen wird in Niedersachsen in Wahrung der mittelbaren Vorgabe des Niedersächsischen Deichgesetzes zur gleichen Sicherheit bei der Bemessung in seinem Geltungsbereich nach einheitlichen Verfahren ermittelt, das dem Stand der Wissenschaft und Technik entspricht (Niemeyer, 2001). Dabei wird ein für die niedersächsischen Gegebenheiten modifiziertes Verfahren von van Gent (1999) mit einer Überlaufwahrscheinlichkeit von 3% (A_{97}) verwendet.

$$A_{97} = 1{,}62 \cdot \sqrt{\frac{g}{2\,\pi}} \cdot \sqrt{H_{m0}} \cdot T_{m-1,0} \cdot \tan\alpha \cdot \gamma_R \qquad \text{Gl. 3.1}$$

mit:	A_{97}	:	Bemessungswellenauflauf	[m]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
	$T_{m-1,0}$	:	Energieperiode	[s]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	$\tan\alpha$	:	mittlere Böschungsneigung ohne Berme	[-]
	γ_R	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]

Bei schrägem Wellenangriff wird entsprechend der Untersuchungsergebnisse niederländischer Modellversuche für naturähnlichen, kurzkämmigen Seegang (van der Meer & de Waal, 1990) eine Abminderung des Bemessungswellenauflaufs um den Faktor γ_R in Abhängigkeit zum Angriffswinkel β des Seegangs vorgenommen.

$$\gamma_R = 1 - 0{,}0022 \cdot \beta \qquad \text{Gl. 3.2}$$

Die Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten sowie die Schichtdicken auf Seedeichen sind bisher wenig untersucht worden. Für dieses Forschungsvorhaben sind diese Größen jedoch von großer Bedeutung, da sie maßgeblichen Einfluss auf die Infiltration und Erosion des Deichkörpers haben. Die empirischen Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) basieren prinzipiell auf der Arbeit von Schüttrumpf (2001) und gelten für einfach geneigte Böschungen bzw. Deiche.

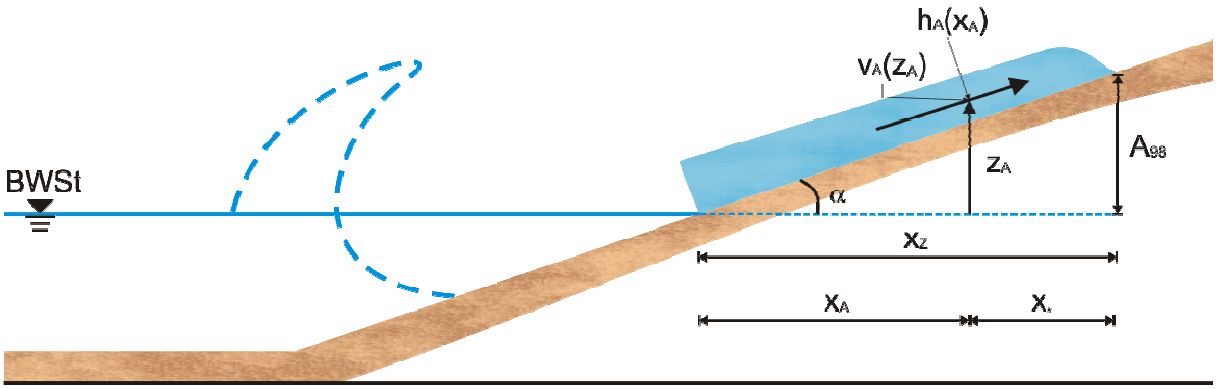


Abb. 3.4: Definition der Strömungsparameter auf der Deichaußenböschung (nach Eurotop-Manual, 2007)

Die Wellenauflaufgeschwindigkeit wird ermittelt durch (Eurotop-Manual, 2007):

$$v_A = \sqrt{g \cdot H_s} \cdot a_0^* \cdot \sqrt{\frac{A_{98} - z_A}{H_s}} \qquad \text{Gl. 3.3}$$

mit:	v_A	:	Auflaufgeschwindigkeit	[m/s]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	H_s	:	signifikante Wellenhöhe aus Zeitbereich	[m]
	a_0^*	:	empirischer Parameter	
	A_{98}	:	Wellenauflaufhöhe	[m]
	z_A	:	lotrechte Höhe des Auflaufs über BWSt (Abb. 3.4)	[m]

Der empirische Beiwert a_0^* ist nur für TMA-Spektren angegeben. In der Literatur finden sich zusätzlich Werte für regelmäßige Wellen und naturnahe Seegangsspektren (z.B. Oumeraci et al., 2001).

Für die Schichtdicken empfiehlt Eurotop-Manual (2007) folgende Gleichung:

$$h_A\,(x_*) = c_2 \cdot x_* \qquad \text{Gl. 3.4}$$

mit:	h_A	:	Schichtdicke auf der Deichaußenböschung	[m]
	c_2	:	empirischer Beiwert	[-]
	x_*	:	Restauflauflänge = (x_Z - x_A)	[m]
	x_Z	:	A_{98} / tan α	[m]
	x_A	:	horizontaler Abstand zum BWSt (Abb. 3.4)	[m]

Auch hier wird der empirische Beiwert nur für TMA-Spektren angegeben. Weitere Werte können Oumeraci et al., 2001 entnommen werden.

3.5 Wellenüberlauf

Bei hohen Sturmflutwasserständen kann der Wellenauflauf einzelner Wellen die Deichkrone überschreiten. Die Wassermenge läuft dann ganz oder teilweise auf der Binnenböschung ab (Abb. 3.5). Hierdurch sind bei früheren Sturmfluten oftmals Deichbrüche eingeleitet worden. Es ist daher wichtig den Wellenüberlauf bei der Bemessung zu begrenzen, um ein Versagen des Deiches zu vermeiden.

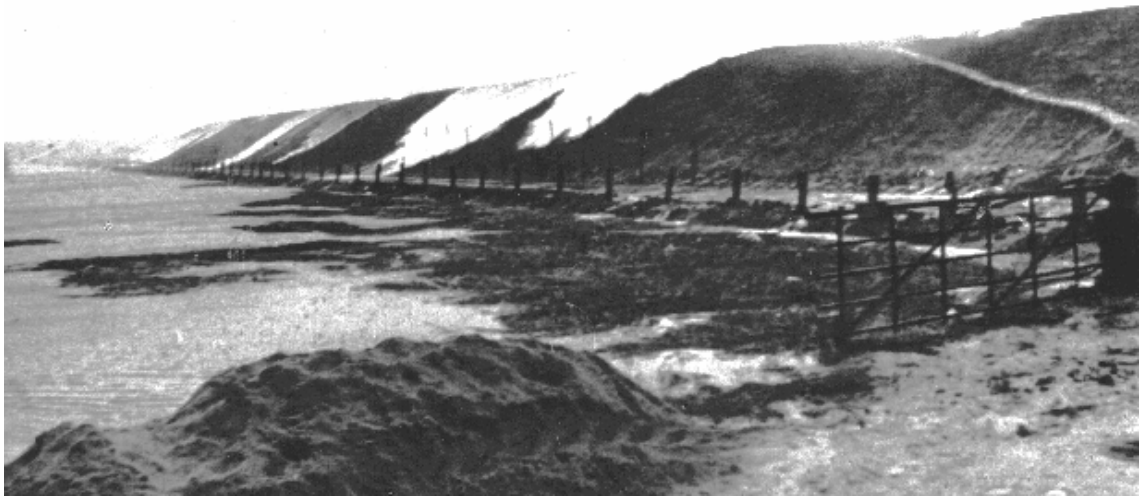


Abb. 3.5: Wellenüberlauf an einem Seedeich (Foto: H.-J. Gärtner, Heide)

Das Wellenüberlaufereignis ist bereits in zahlreichen Modellversuchen untersucht worden, wodurch einige empirische Bemessungsformeln entwickelt worden sind. Die Wellenüberläufe an Küstenschutzbauwerken sind mit einer großen Anzahl von Versuchen untersucht worden. Der Grundstock der aktuellen Formeln beruht auf folgender Regressionsgleichung:

$$Q_* = Q_0 \cdot \exp(-b \cdot R_*) \qquad \text{Gl. 3.5}$$

mit:	Q_*	:	dimensionslose Wellenüberlaufrate	[-]
	R_*	:	dimensionslose Freibordhöhe	[-]
	Q_0	:	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe...)	[-]
	b	:	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe...)	[-]

Die dimensionslose Wellenüberlaufrate Q_* wird empirisch mit dem ebenfalls dimensionslosen Parameter der Freibordhöhe R_* verknüpft. Die Parameter Q_0 und b variieren in den verschiedenen Bemessungsansätzen, auch die einfließenden Beiwerte unterscheiden sich. Nach dem Eurotop-Manual (2007) wird für eine Brecherkennzahl von $\xi_{m-1,0} < 5$ die mittlere Wellenüberlaufrate q [m³/(sm)] wie folgt berechnet:

$$q = \frac{0{,}067\sqrt{g\,H_{m0}{}^3}}{\sqrt{\tan\alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4{,}75 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_\upsilon}\right) \qquad \text{Gl. 3.6}$$

wobei ein Maximalwert von:

$$q_{max} = 0{,}2 \cdot \sqrt{g\, H_{m0}^{\,3}}\ \exp\left(-2{,}6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \qquad \text{Gl. 3.7}$$

nicht überschritten werden darf.

mit:	q	:	mittlere Wellenüberlaufrate	[m³/(s m)]
	q_{max}	:	maximale mittlere Wellenüberlaufrate	[m³/(s m)]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	$\tan \alpha$	:	mittlere Böschungsneigung	[-]
	R_c	:	Freibordhöhe	[m]
	$\xi_{m-1,0}$	:	Brecherkennzahl	[-]
	γ_b	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
	γ_f	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit	[-]
	γ_β	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]
	γ_v	:	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer senkrechten Wand	[-]

Auf eine detaillierte Wiedergabe der empirischen Beiwerte wird an dieser Stelle verzichtet, sie können dem Eurotop-Manual (2007) entnommen werden.

Die Brecherkennzahl wird folgendermaßen ermittelt:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0} / L_{m-1,0}}} \qquad \text{Gl. 3.8}$$

mit der Wellenlänge:

$$L_{m-1,0} = \frac{g\, T_{m-1,0}^2}{2\,\pi} \qquad \text{Gl. 3.9}$$

mit:	$T_{m-1,0}$	:	Energieperiode	[s]

Dieselben Gleichungen bilden die Grundlage des von J.W. van der Meer entwickelten niederländischen Rechenprogramms PC-Overtopping, das ebenfalls im Eurotop-Manual vorgestellt wird. Auch der Wellenauflauf und das Wellenüberlaufvolumen können ausgegeben werden. Schichtdicken und Strömungsgeschwindigkeiten berechnet das Programm jedoch nicht. Weiterhin wird die CLASH-Datenbank (**C**rest **L**evel **A**ssessment of coastal **S**tructures by full scale monitoring, neural network prediction **H**azard analysis on permissible wave overtopping) erwähnt. Zum einen ist es möglich die CLASH-Datenbank nach den Bauwerksparametern und Seegangs-

verhältnissen zu filtern, die das zu untersuchende Bauwerk am ehesten beschreiben und dadurch den Wellenüberlauf abzuschätzen. Zum anderen ist ein neuronales Netz basierend auf den CLASH-Daten entwickelt worden. Hier sind jedoch nur ausgesuchte Datenreihen enthalten, die ihrer Zuverlässigkeit entsprechend gewichtet werden. Die auf CLASH basierenden Berechnungen beziehen sich ebenfalls nur auf den Wellenüberlauf. Es wird seitens der Verfasser des Eurotop-Manual empfohlen diese Verfahren als überschlägige Ermittlung der Wellenüberlaufrate anzusehen und für detaillierte Bemessungen auf hydraulische Modellversuche zurückzugreifen (Eurotop-Manual, 2007).

Aus den Auflaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken am Ende der Außenböschung können die Überlaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken am Beginn der Deichkrone direkt abgeleitet werden.

Die Veränderung der Schichtdicke auf der Krone kann nach dem Eurotop-Manual (2007) durch folgende Exponentialfunktion beschrieben werden:

$$\frac{h_k(x_k)}{h_k(x_k=0)} = \frac{c_2(x_k)}{c_2(x_k=0)} \cdot \exp\left(-c_3 \frac{x_k}{B_k}\right) \qquad \text{Gl. 3.10}$$

Für die Berechnung der Überlaufgeschwindigkeiten wurde eine theoretische Näherungslösung aus der Navier-Stokes Gleichung abgeleitet:

$$v_k = v_k(x_k = 0) \cdot \exp\left(-\frac{x_k \cdot f}{2 \cdot h_k}\right) \qquad \text{Gl. 3.11}$$

mit:	h_k	:	Schichtdicke auf der Deichkrone	[m]
	v_k	:	Überlaufgeschwindigkeit auf der Deichkrone	[m/s]
	B_k	:	Kronenbreite	[m]
	x_k	:	horizontaler Abstand (Abb. 3.6)	[m]
	f	:	Reibungsbeiwert	[-]

Die Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Binnenböschung basieren auf der Grundlage der allgemeinen Bewegungs- und Kontinuitätsgleichung und müssen iterativ gelöst werden:

$$v_B = \frac{v_B(0) + \frac{k_1 h_B}{f} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)}{1 + \frac{f v_B(0)}{h_B k_1} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)} \qquad \text{Gl. 3.12}$$

mit:

$$t \approx -\frac{v_B(0)}{g \sin\beta} + \sqrt{\frac{v_B^2}{g^2 \sin^2\beta} + \frac{2\, s_B}{g \sin\beta}} \qquad \text{Gl. 3.13}$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2\, f\, g \sin\beta}{h_B}} \qquad \text{Gl. 3.14}$$

$$h_B = \frac{v_B(0) \cdot h_B(0)}{v_B} \qquad \text{Gl. 3.15}$$

h_B	:	Schichtdicke auf der Binnenböschung	[m]
v_B	:	Überlaufgeschwindigkeit auf der Binnenböschung	[m/s]
s_B	:	Wegstrecke bis zum Ende der Deichböschung (Abb. 3.6)	[m]
g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
f	:	Reibungsbeiwert	[-]
β	:	Neigungswinkel der Binnenböschung	[°]
$v_B(0)$	=	v_k (x_K=B) (Strömungsgeschwindigkeit am Ende der Krone)	[m/s]
$h_B(0)$	=	h_k (x_k=B) (Schichtdicke am Ende der Krone)	[m]

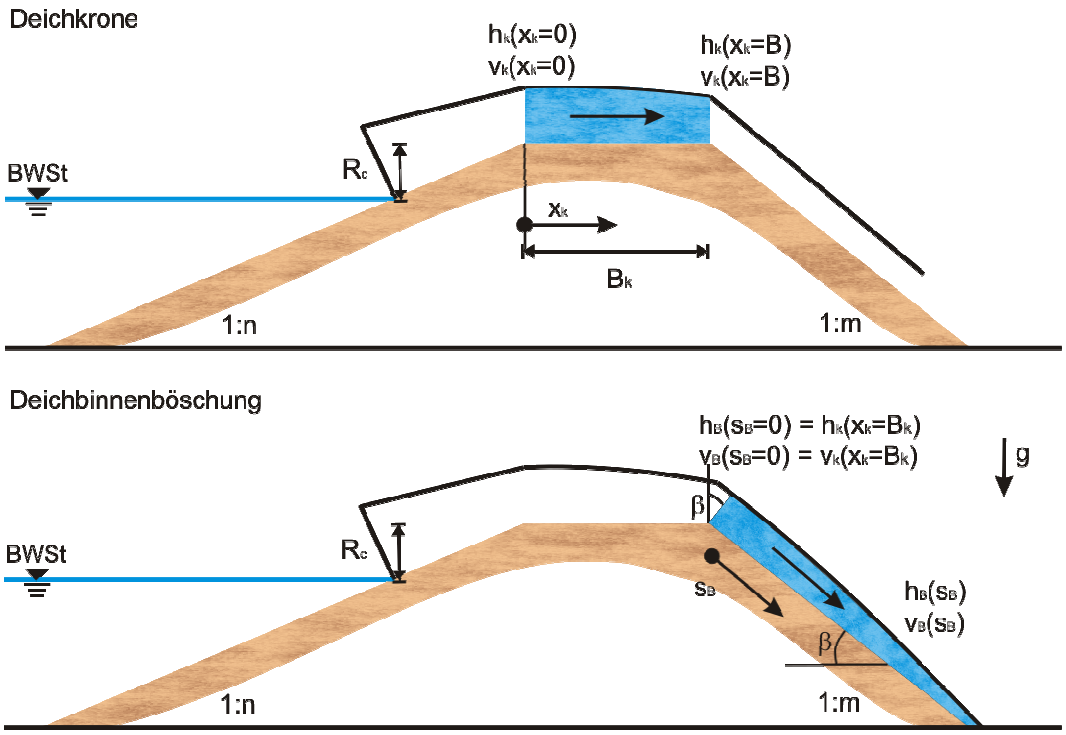


Abb. 3.6: Definition der Strömungsgrößen auf der Deichkrone und der Binnenböschung (nach Eurotop-Manual, 2007)

4 Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastungen

4.1 Physikalische Grundlagen

Das Modell OTT-1D ist Teil der Modellgruppe ANEMONE (**A**dvanced **N**on-linear **E**ngineering **M**odel for **N**earshore **E**nvironment) von HR Wallingford (Dodd et al., 1998; Dodd, 1998). Es ist in der Lage, die vollständige Überströmung eines Bauwerkes zu simulieren. Dies liegt im Wesentlichen an der Fähigkeit, mehrere voneinander getrennte Wassermassen (Auflaufzunge, überströmendes Wasser, Wasserkörper in Lee) rechentechnisch zu behandeln.

Die physikalische Grundlage des Modells bilden die nichtlinearen Flachwassergleichungen (Gl. 4.1 und Gl. 4.2). Sie werden im Küsteningenieurwesen schon länger zur Berechnung von Meeresströmungen verwendet, mittlerweile existieren auch einige Modelle zur Berechnung des Wellenauf- und Wellenüberlaufs. Der Vorteil dieser Gleichungen liegt in ihrer rechentechnisch unkomplizierten Anwendung mit standardisierten, stabilen, schnell zu lösenden numerischen Schemata.

Die Flachwassergleichungen basieren auf der Annahme, dass eine hydrostatische Druckverteilung herrscht. Dabei werden vertikale Geschwindigkeiten und Beschleunigungen vernachlässigt. Dies ist für lange und flache Wellen erfüllt, wo vertikale Geschwindigkeiten und Beschleunigungen der Flüssigkeitsteilchen beim Durchgang der Welle klein bleiben. Das Wellenbrechen wird über die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Flachwasserwellen implizit modelliert. Der Wellenberg pflanzt sich auf Grund der größeren Wassertiefe schneller fort als das Wellental. Dadurch bildet sich eine vertikale Wellenfront aus, die als Bore angesehen werden kann und den Wellenauflaufvorgang darstellt (Hibberd & Peregrine, 1979).

Impulsgleichung:

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(u^2 d + \frac{g d^2}{2}\right) = g d \frac{\partial RWS}{\partial x} - \frac{f_w}{2} u \mid u \mid \qquad \text{Gl. 4.1}$$

Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(ud) = 0 \qquad \text{Gl. 4.2}$$

mit:	u	:	Horizontale Geschwindigkeit	[m/s]
	d	:	Momentane lokale Wassertiefe	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m²/s]
	RWS	:	Ruhewasserspiegel	[m]
	f_w	:	Rauigkeitsbeiwert unter Wellen	[-]

Genau genommen können die Flachwassergleichungen den Brechvorgang und die daraus resultierende Energiedissipation nur unzureichend simulieren. Dies gilt auch für die hochturbulenten und instationären Vorgänge beim Wellenauf- und -überlauf, die zusätzlich vom Zweiphasen-Gemisch „Wasser-Luft“ geprägt werden. Betrachtet man jedoch die Phänomene, die aufgrund der horizontalen Impuls- und Massenerhaltung auftreten, wie z.B. Höhe und Intensität der auflaufenden Wassermassen, scheint die Anwendung dieser Modelle berechtigt (van Gent et al., 2001; Richardson et al., 2001). Das Modell wurde für einfach geneigte Böschungen für die Berechnung von Wellenüberläufen validiert (Witting et al., 2004). Außerdem wurde in dem Zusammenhang das Modell ODIFLOCS (van Gent, 1995), welches bisher oftmals in diesem Bereich verwendet wurde (Niemeyer et al, 2003c), mit OTT-1D verglichen. Dabei wurde bewiesen, dass OTT-1D zum einen stabiler ist, zum anderen aber auch naturähnlichere Ergebnisse liefert (Witting et al., 2004). Deshalb wird für dieses Forschungsvorhaben OTT-1D verwendet.

Theoretisch können die Flachwassergleichungen nur bei geringer Neigung des Untergrundes angewendet werden. Das Modell berechnet eine über die Wassertiefe gemittelte Geschwindigkeit und sollte deshalb dort verwendet werden, wo die Wellen ein entsprechend gleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil aufweisen. Richardson et al. (2001) konnte nachweisen, dass der Wellenauflauf an beinahe vertikalen Böschungen (10:1) gut wiedergegeben werden kann. Die wichtigsten Eigenschaften der Gleichungen, nämlich der Erhalt von Masse und Impuls bleiben erhalten.

4.2 Numerische Grundlagen

Bei OTT-1D handelt es sich um ein phasengemitteltes Modell, das die Flachwassergleichungen über die **F**inite **V**olumen **M**ethoden (FVM) explizit löst. Es liefert ein Abbild des Wellenfeldes. Die seegangsbedingte sich transformierende Gestalt wird hochgradig zeit- und ortsauflösend beschrieben. Das Modellgebiet muss daher so klein wie möglich gehalten werden, damit das Maß der numerischen Dämpfung gering ausfällt.

Die Lösung der Flachwassergleichungen erfolgt nach dem Godunov-Verfahren, der Standardmethode für FVM. Bei der FVM wird im Gegensatz zur **F**inite **D**ifferenzen **M**ethode (FDM) die integrale Form der Gleichungen approximiert. Das hat den Vorteil, dass die bei hyperbolischen Gleichungen entstehenden Diskontinuitäten über die Integrale definiert sind, im Gegensatz zu den Ableitungen bei der FDM. Außerdem sind sie erhaltend, d.h. Masse, Impuls und Energie werden im Verlauf der Rechnung weder erzeugt noch vernichtet. Die Zustände in jeder FVM-Zelle werden als konstant angenommen und an jedem Zellrand mit dem Riemann-Problem gelöst. Dieses enthält alle Phänomene wie Schocks, Verdichtungsstöße oder Verdünnungswellen. Die Lösung wird nicht exakt gelöst, sondern mit dem Roe-Löser approximiert. Dieser hat zwar nur eine Genauigkeit erster Ordnung, kann aber die Diskontinuitäten ohne numerische Oszillation lösen.

Bei der Zeitintegration ist das Courant-Friedrichs-Lewy-Kriterium (CFL-Kriterium) zu beachten, das den maximalen Rechenzeitschritt beschränkt. Es gibt an, um wie viele Zellen sich eine betrachtete Größe pro Zeitschritt maximal fortbewegt. Für kleine CFL-Zahlen (CFL < 1,0) ist das numerische Schema stabil.

4.3 Modellbildung

Das Modell benötigt als Eingabeparameter die Geometriedaten des Bauwerks und als Randbedingung die Wasserspiegelauslenkung. Die Geometrie kann exakt eingegeben werden, es ist jedoch darauf zu achten, dass bei komplexen Bauwerken die verschiedenen Abschnitte mit den Diskretisierungsschritten Δx erfasst werden. Senkrechte Wände kann das Modell nicht wiedergeben, doch die durch Richardson (2001) zugelassene Steigung von 10:1 ist für die praktische Anwendung hinreichend genau. Als Randbedingungen sind gemessene Auslenkungen, reguläre und nicht reguläre Wellen, und die Vorgabe eines TMA- oder JONSWAP-Spektrums möglich. Die einzelnen linearen Wellenphasen des Wellenspektrums werden zufallsgesteuert am offenen Rand vorgegeben. Das Wellenpaddel im physikalischen Modell - im numerischen Modell auf der linken Seite - wird bei OTT-1D als offener Rand, also als Einstrom-Randbedingung, berücksichtigt. Wird eine im physikalischen Modell gemessene Zeitreihe eingespeist, enthält diese meist zusätzlich einen Anteil an am Wellenpaddel re-reflektierenden Wellen. Den realen Bedingungen angepasst kann entschieden werden, ob diese das Modell verlassen dürfen oder nicht. Auf der rechten Seite befindet sich das Bauwerk. Hier kann grundsätzlich zwischen absorbierenden und reflektierenden Rändern unterschieden werden.

Einige Faktoren, die dem physikalischen Modell nicht entnommen werden können, müssen im numerischen Modell definiert werden. Dazu zählen die minimale Wassertiefe und der Rauigkeitsbeiwert. Die minimale Wassertiefe beschreibt die Spitze der Wellenauflaufzunge. Sie muss demnach klein genug sein, um die Wellenauflaufzunge hydrodynamisch exakt zu beschreiben. Sie muss aber auch groß genug sein, um die numerische Berechnung der diskreten Geschwindigkeits- und Schichtungsgradienten nicht zu destabilisieren. Der Rauigkeitsbeiwert f_w kann im Originalmodell nur konstant über das gesamte Modellgebiet vorgegeben werden. Dodd et al. (1998) empfiehlt die Rauigkeitswerte einzugeben, die aus den Wellenkanal- oder Naturmessungen hervorgehen.

Das Untersuchungsgebiet wird in diskrete Raum- und Zeiteinheiten zerlegt. Die Größe dieser Einheiten muss festgelegt werden. Damit wird gleichzeitig die Güte der Auflösung in Raum (räumlicher Diskretisierungsschritt Δx) und in Zeit (Rechenzeitschritt Δt) bestimmt. Dabei muss die Auflösung so gewählt werden, dass die Bauwerksgeometrie und die zu untersuchenden, relevanten, hydrodynamischen Prozesse vom Modell exakt wiedergegeben werden können.

Das Modell gibt drei Bemessungsgrößen aus. Neben der Wasserspiegelauslenkung werden die Wassertiefe und die horizontale Geschwindigkeit in gesonderte Ausgabedateien geschrieben. Für die Validierung ist es wichtig, dass gemessene und simulierte Größen an derselben Stelle verglichen werden können. Diese Orte können bei OTT-1D genau festgelegt werden.

4.4 Modellerweiterungen im Forschungsvorhaben

Für eine Anwendung im Naturmaßstab stößt die ursprüngliche mathematische Konzeption des Modells OTT schnell an seine Grenzen. Es wurde bereits 1998 entwickelt und ist den damaligen Rechenleistungen der Computer angepasst. Das heißt es sind Schranken und Vereinfachungen im Quellcode vorgenommen worden, die heutzutage nicht mehr erforderlich sind. Für die Anwendung im Rahmen des Projektes sind diese Ansätze teilweise sogar hinderlich.

Schon bei Reproduktion der großmaßstäblichen Versuche im GWK hat sich gezeigt, dass mit den eingebauten Schranken eine mathematische Modellierung der hydraulischen Versuche nicht möglich ist. Die Eingabe der seeseitigen Randbedingung in Form einer Zeitreihe ist auf eine zu geringe Anzahl von Datenpunkten beschränkt. Weiterhin ist die Anzahl der Rechenknoten auf ein Maß begrenzt, dass eine hinreichend genaue Auflösung von komplexen Querschnitten im Naturmaßstab unmöglich macht. Auch die Anzahl der Ausgabepunkte ist auf ein Minimum reduziert, so dass theoretisch ein und derselbe Versuch mehrfach wiederholt werden muss, um die Strömungsgrößen an allen für die Bemessung relevanten Bauwerksabschnitten zu erfassen. Mit dem modifizierten Code können deutlich mehr Daten bei einer höheren Auflösung verarbeitet werden.

OTT ist in der Lage die vollständige Überströmung eines Bauwerks mit der durch das überströmende Wasser in Lee stattfindenden Wellengeneration zu simulieren. Das setzt voraus, dass ein konstanter Ruhewasserspiegel für das gesamte Modellgebiet vorliegt (Abb. 4.1).

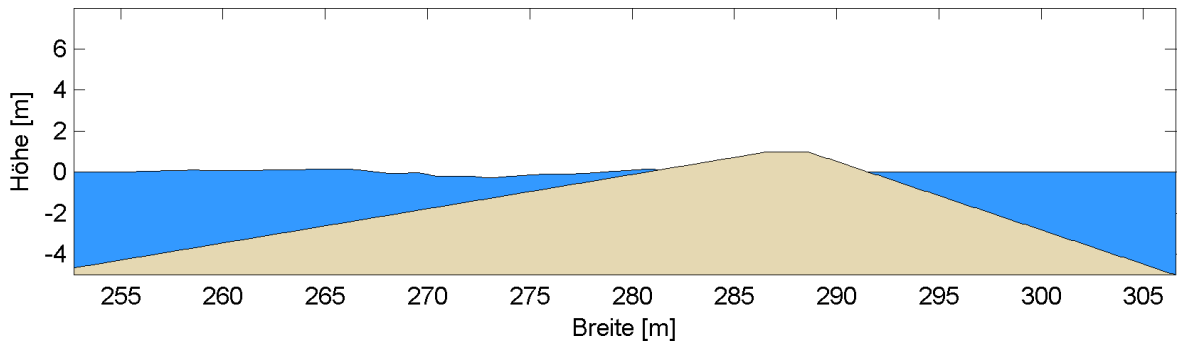


Abb. 4.1: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem Originalcode

Dadurch dass auf der Binnenböschung immer Wasser steht, ist es nicht möglich, dort die Strömungsgrößen zu ermitteln. Die Kenntnis dieser Größen ist jedoch für die Bemessung und damit für den Erfolg des Projekts von entscheidender Bedeutung. Um eine Ziel führende Anwendbarkeit des mathematischen Modells zu gewährleisten, musste der Quellcode dahingehend verändert werden, dass -wie in der Wirklichkeit der Regelfall- nur auf der Außenböschung der Ruhewasserspiegel vorliegt (Abb. 4.2). Dieser Eingriff in den Quellcode hatte eine Verletzung der im Originalcode programmierten transmittierenden Randbedingung am rechten Rand zur Folge. Diese musste wegen des konstanten Ruhewasserspiegels nur oberhalb seiner Lage definiert werden. Für die Modifikation muss die Randbedingung den gesamten rechten Modellrand abdecken.

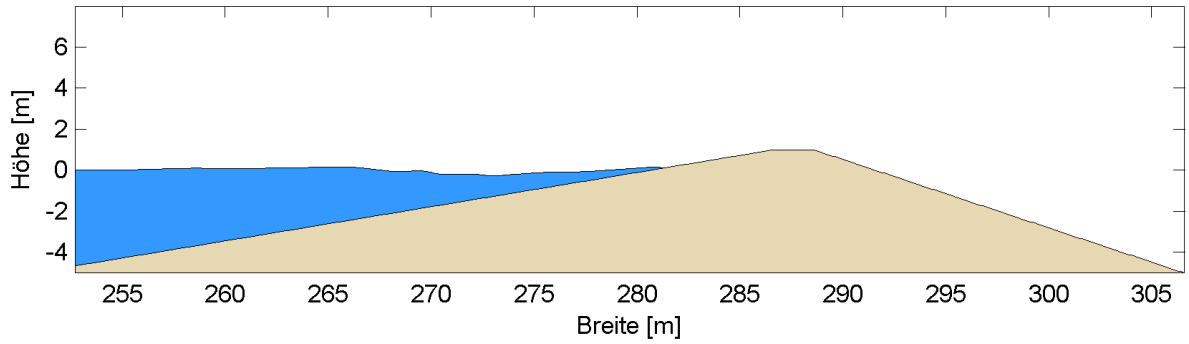


Abb. 4.2: Momentaufnahme aus einer Animation mit dem erweiterten OTT-1D

Der Originalcode sieht einen konstanten Rauigkeitsfaktor im gesamten Modelgebiet vor. Da ein Bauwerk jedoch oft aus verschiedenen Materialien besteht, muss dies zukünftig berücksichtigt werden können. Hier wurde der bis jetzt umfangreichste Eingriff in den Quellcode vorgenommen. Diese Änderung hat eine Veränderung der Eingabeschnittstelle des Programms zur Folge. Die Rauigkeit wurde an die Geometrie gekoppelt, so dass in der Eingabedatei für die Geometrie die Rauigkeit abschnittweise definiert wird.

Um die korrekte Funktionsweise des modifizierten Modells zu überprüfen, wurde abschnittweise dieselbe Rauigkeit eingeben und mit dem Originalcode verglichen (Abb. 4.3). Das Schichtdickensignal auf der Deichkrone der beiden Modelle ist deckungsgleich.

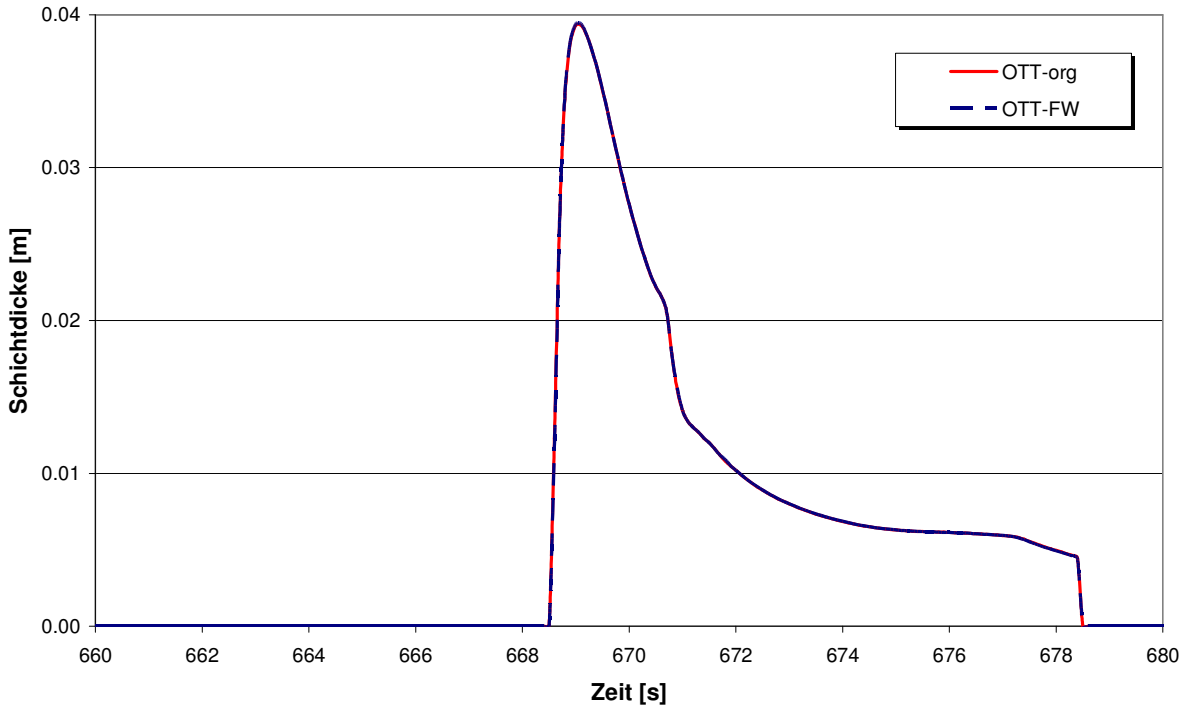


Abb. 4.3 Vergleich der Ausgabesignale vom Originalcode und vom erweiterten Code

4.5 Untersuchungen zur numerischen Dämpfung

4.5.1 Modellaufbau

Zur Untersuchung der numerischen Dämpfung wird ein 500 m langer Kanal modelliert (Abb. 4.4). Es wird kein Bauwerk in den Kanal gesetzt, damit Einflüsse wie Wellenreflektion ausgeschlossen werden können und die reine numerische Dämpfung, d.h. der Verlust der Energie bei der Übergabe von einem Rechenknoten zum nächsten Rechenknoten, sichtbar wird. Dazu wird der Kanal mit einer Auflösung von 0,1 m versehen, wodurch 5001 Rechenknoten gebildet werden. Die zeitliche Diskretisierung beträgt zunächst 0,1 s. Es werden regelmäßige Wellen bei einer konstanten Wassertiefe von 5 m eingesteuert.

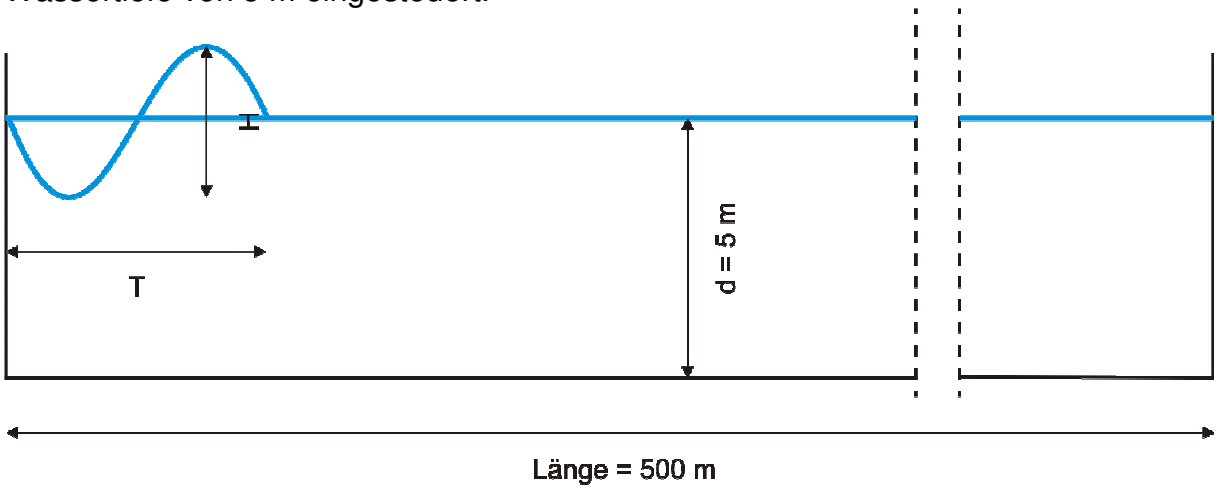


Abb. 4.4: Modellaufbau für die Kalibrierung der numerischen Dämpfung

4.5.2 Einfluss der Wellenperiode auf die numerische Dämpfung

Der Einfluss der Wellenperiode wird in Abhängigkeit der relativen Wassertiefe d/L untersucht, wobei die Wellenlänge abhängig von der Wellenperiode ist
Gl. 4.3 bis Gl. 4.5). Die Wellenhöhe beträgt bei jedem Rechenlauf 0,05 m.

Tiefwasser:

$$L_0 = \frac{g\,T_p^{\,2}}{2\,\pi} \qquad \text{Gl. 4.3}$$

Flachwasser:

$$L = T \cdot \sqrt{g \cdot d} \qquad \text{Gl. 4.4}$$

Übergangsbereich (Fenton / McKee):

$$L = L_0 \cdot \left(\tanh\left(\frac{2\,\pi\,d}{L_0} \right)^{\frac{3}{4}} \right)^{\frac{2}{3}} \qquad \text{Gl. 4.5}$$

mit:	L_0	:	Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
	L	:	Wellenlänge im Übergangsbereich bzw. Flachwasser	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	T	:	Wellenperiode	[s]
	d	:	Wassertiefe	[m]

Die Einteilung der Bereiche ist wie folgt festgelegt:

$d / L \leq 0{,}05$	Flachwasser
$0{,}05 < d / L < 0{,}5$	Übergangsbereich
$d / L \geq 0{,}5$	Tiefwasser

Im Flachwasserbereich ist keine numerische Dämpfung erkennbar (Abb. 4.5). Die Abweichungen in der Wellenhöhe liegen auch bei über 5000 Rechenknoten (grüne Linien) bei 0 bis maximal 0,4 %. Bei langen Wellenperioden spielt demnach die numerische Dämpfung bei einer für dieses Forschungsvorhaben relevanten Modellgröße keine Rolle. Bei der Übergabe von Rechenknoten zu Rechenknoten geht keine messbare Energie verloren. Anders ist das bei kurzen Wellenperioden, also bei hohen relativen Wassertiefen (blaue Linien). Die Wellen steilen sich schneller auf. Das liegt daran, dass sich die Wellen mit Flachwassergeschwindigkeit ($c = \sqrt{g \cdot d}$) fortpflanzen. Dadurch ist der Wellenberg schneller als das Wellental und holt das Wellental ein: eine Bore bildet sich aus. Bei kurzen Wellenperioden geschieht dies früher als bei langen Wellenperioden, deshalb bildet sich dort auch die Bore früher aus.

Dann entstehen an den Rechenknoten stark unterschiedliche Gradienten, wodurch in der numerischen Lösung Energie verloren geht.

Bis zu Punkt 1 steigt die Wellenhöhe zuerst an, bis sich die Bore ausgebildet hat (Punkt 2). Sobald diese voll ausgebildet ist, geht von Rechenknoten zu Rechenknoten viel Energie verloren, wodurch die Wellenhöhe abnimmt (Punkt 3 bis 5).

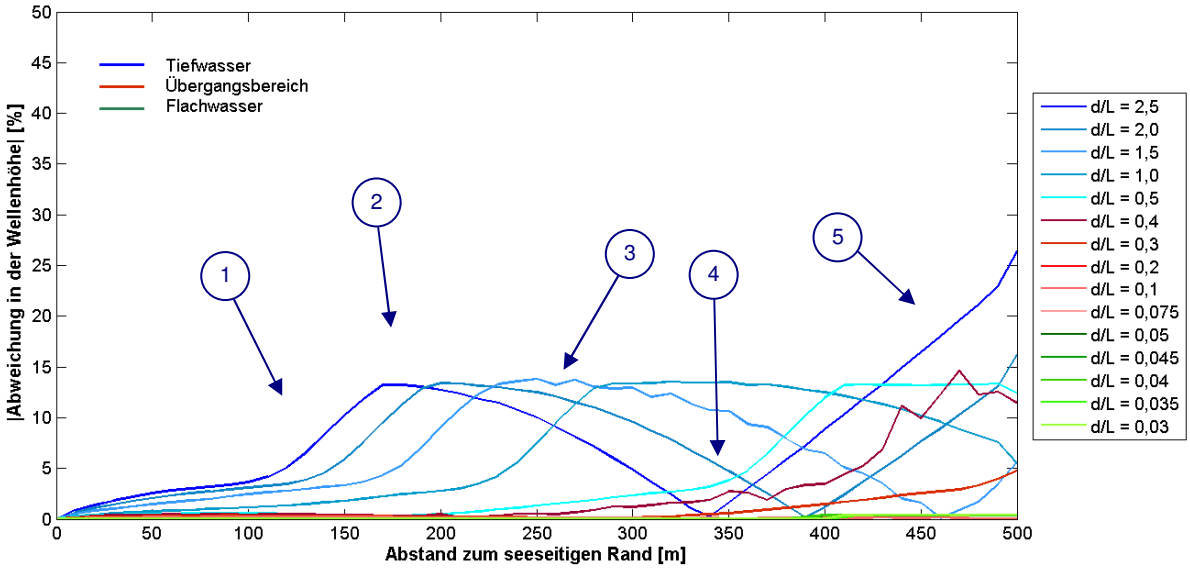


Abb. 4.5: Einfluss der relativen Wassertiefe auf die numerische Dämpfung

Der Knick in der Kurve (Punkt 4) kommt dadurch zustande, dass hier die aufgesteilten, also überschätzten Wellenhöhen (Punkt 1 und 2) durch die numerische Dämpfung wieder auf die Ausgangshöhe gemindert wurden und dann eine Unterschätzung der Wellenhöhen (Punkt 5) beginnt. In der Abbildung werden absolute Abweichungen gezeigt.

Im Flachwasserbereich kommt kaum eine Aufsteilung zustande (Abb. 4.6 oben). Nach 500 m (schwarze Kurve) sieht die Wasserspiegelauslenkung fast genauso aus, wie das eingesteuerte Signal (blaue Kurve). Hier würde die numerische Dämpfung ein paar hundert Meter weiter auftreten, der Bereich ist jedoch für die Anwendungen im Nahbereich von Bauwerken nicht von Bedeutung. Demgegenüber steht die Wasserspiegelauslenkung für die kurze Wellenperiode (Abb. 4.6 unten). Hier sind 2 Probleme erkennbar. Zum einen die Aufsteilung der Welle wie oben beschrieben und zum anderen die Auflösung, die in Abschnitt 4.5.4 untersucht wird. Die kurzen Wellenperioden werden von der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung von 0,1 m unzureichend dargestellt. Der Verlauf ist nicht harmonisch. Somit entsteht zusätzlich zur numerischen Dämpfung numerische Dispersion.

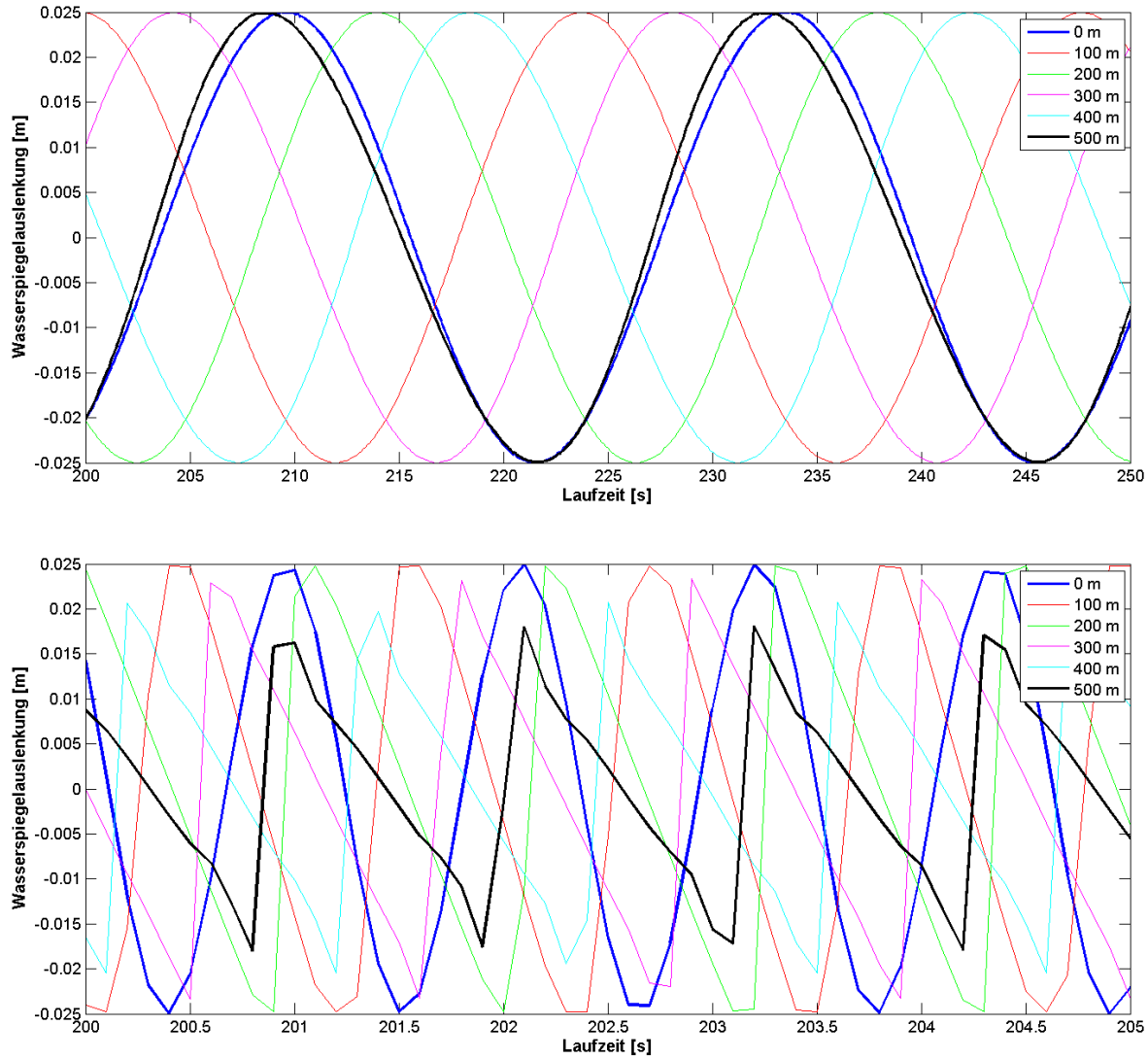


Abb. 4.6: Wasserspiegelauslenkung (oben: d/L = 0,03 – unten: d/L = 2,5)

Zusammenfassend ist zu sagen, dass die numerische Dämpfung weniger auf die Knotenanzahl zurückzuführen ist, als auf die Ausbildung einer Bore. Je steiler die Welle ist, desto mehr Energie geht verloren, daher wird die Wellensteilheit in Abschnitt 4.5.3 gesondert untersucht. Für den Brechvorgang auf einer Deichböschung kann dieses Verhalten des Energieverlustes genutzt werden. Die Umwandlung der Energie in Wärme wird beim Modell praktisch durch die numerische Dämpfung simuliert. Aber auch die Diskretisierung hat einen gewissen Einfluss. Die kurzen Wellen können mit der hier verwendeten Auflösung nur unzureichend dargestellt werden. Bei einer feineren Auflösung erhöht sich jedoch die Rechenlaufzeit stark. Allerdings spielen die kurzen Wellenperioden i. d. R. eine untergeordnete Rolle, wie nachfolgend beschrieben wird. Die Wellenperioden bleiben von der Numerik unbeeinflusst, dort tritt keine Abweichung auf.

Bis zu einer relativen Wassertiefe von kleiner 0,3 ist das Modell auch in weiterer Entfernung vom Bauwerk entfernt anwendbar. Da OTT-1D aber für die Bemessung

von Bauwerken verwendet wird, wird der Seegang in der Nähe des Deichfußes eingesteuert. Es ist also möglich, bis zu einem Abstand von 200 m vor dem Deichfuß den gesamten Übergangsbereich abzudecken (d/L < 0,5), ohne dass numerische Dämpfung vor dem Deich auftritt.

Für die verwendeten Spektren in der Ostermarsch (Abschnitt 6) ergibt sich folgende Situation (Abb. 4.7). Die durchgezogenen Linien der Spektren, die den Hauptteil der Energie ausmachen, liegen in dem Bereich der relativen Wassertiefe, der ohne numerische Dämpfung auf das Bauwerk trifft. Mit zunehmendem Wasserstand setzt die Dämpfung früher ein. Es werden ca. 15 % der Energiedichte von numerischer Dämpfung beeinflusst.

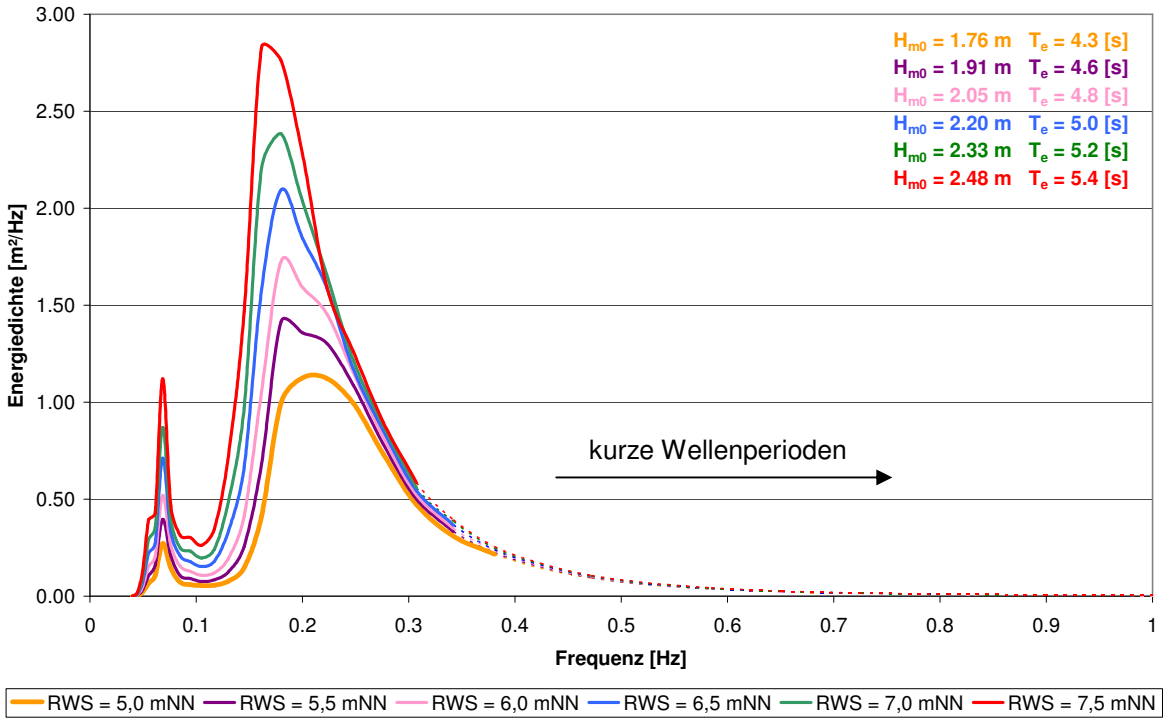


Abb. 4.7: Eingesteuerte Spektren in der Ostermarsch

4.5.3 Einfluss der Wellenhöhe auf die numerische Dämpfung

Um den Einfluss der Wellenhöhe auf die numerische Dämpfung zu untersuchen wird die relative Wellenhöhe H/d herangezogen. Für Einzelwellen gilt das Brechkriterium nach McCowan (1894). Es besagt, dass ab einer relativen Wellenhöhe von H/d = 0,78 die Welle bricht und dabei Energie umgewandelt wird. Bei unregelmäßigem Seegang kann man jedoch keinen festen Brechpunkt festlegen. Hier bildet sich ein Bereich von H/d = 0,6 bis 1,2 die Brandungszone aus (McCowan, 1894). Das tiefeninduzierte Brechen kann das Modell nicht explizit wiedergeben, jedoch kann hier der oben beschriebene Effekt der numerischen Dämpfung bei Ausbildung der Boren genutzt werden.

Unter denselben Randbedingungen -wie in den Abschnitten zuvor beschrieben- werden die Berechnungen ausgeführt. Die Wellensteilheiten werden bis zum Brechpunkt erhöht (Abb. 4.8). Die Wellenperiode beträgt jeweils 15 Sekunden, wodurch bei diesen Gegebenheiten das Flachwasserkriterium erfüllt ist und eine numerische Dispersion nicht stattfindet.

Bis zu einer Wellensteilheit von 0,05 sind im gesamten Modellgebiet keine Abweichungen erkennbar (blaue Linien). Auch bis zu einer Steilheit von 0,1 bildet sich keine Bore vor den ersten 250 m aus, wodurch auch keine numerische Dämpfung einsetzt. Jedoch zeigen die grünen Linien starke Abweichungen. Bereits nach wenigen Metern bildet sich die Bore aus, wodurch eine starke numerische Dämpfung entsteht.

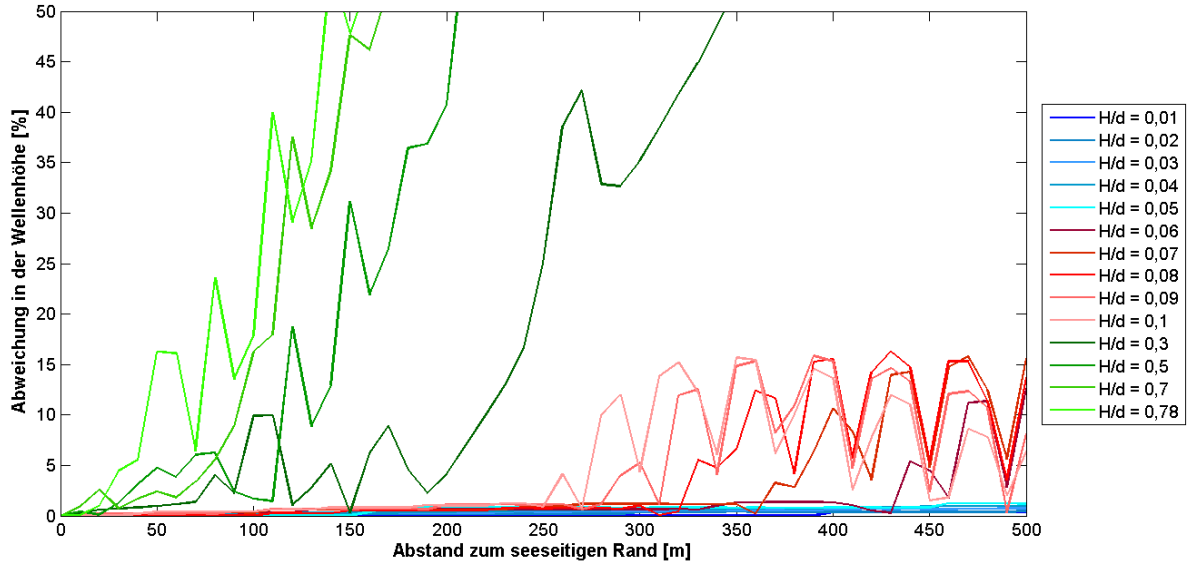


Abb. 4.8: Einfluss der Wellensteilheit auf die numerische Dämpfung

Dieser Effekt der numerischen Dämpfung ist jedoch höher als die tatsächliche Energieumwandlung beim Brechvorgang. Die Grafiken zur mittleren Wellenüberlaufrate und zur mittleren Wasserüberdeckung weisen eine Unterschätzung der tatsächlichen Größen von rund 20 bis 30 % auf. Das ist darauf zurückzuführen, dass der Energieverlust in der Numerik vor der Grenzsteilheit beginnt, d.h. bereits vor der Brandungszone ($0{,}3 < H/d < 0{,}6$) geht Energie über rein numerische Effekte verloren. Hier ist ein Großteil der Unterschätzung des Modells zu finden, die über eine Anpassung kompensiert werden muss.

4.5.4 Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung

Die bisherige Analyse der numerischen Dämpfung hat gezeigt, dass die Anzahl der Knoten für den Energieverlust eine untergeordnete Rolle spielt. Auswirkung hat die Gradientenbildung, die von der relativen Wassertiefe und der Wellensteilheit abhängt. Inwiefern die räumliche Diskretisierung eine Rolle spielt wird hier analysiert.

So kann geklärt werden, wie hoch die Auflösung gewählt werden muss, um korrekte Ergebnisse erzielen zu können. Eine hohe Auflösung hat zwar eine längere Rechenlaufzeit zur Folge, das Modell bleibt jedoch stabil. Auch bei 5000 Rechenknoten liegt die Rechenlaufzeit bei weniger als einer Stunde.

Die Untersuchungen zur räumlichen Diskretisierung werden zuerst unter Flachwasserbedingungen durchgeführt. Die Wellenperiode beträgt 15 s bei einer Wellenhöhe von 0,05 m. Die Diskretisierungsschritte werden zwischen 0,1 m und 1 m variiert, wodurch die Knotenanzahl von 5001 auf 501 reduziert wird. Die Abweichungen in der Wellenhöhe sind unter diesen Bedingungen sehr gering (Abb. 4.9), sie schwankt jeweils zwischen 0,3 und 0,4 %.

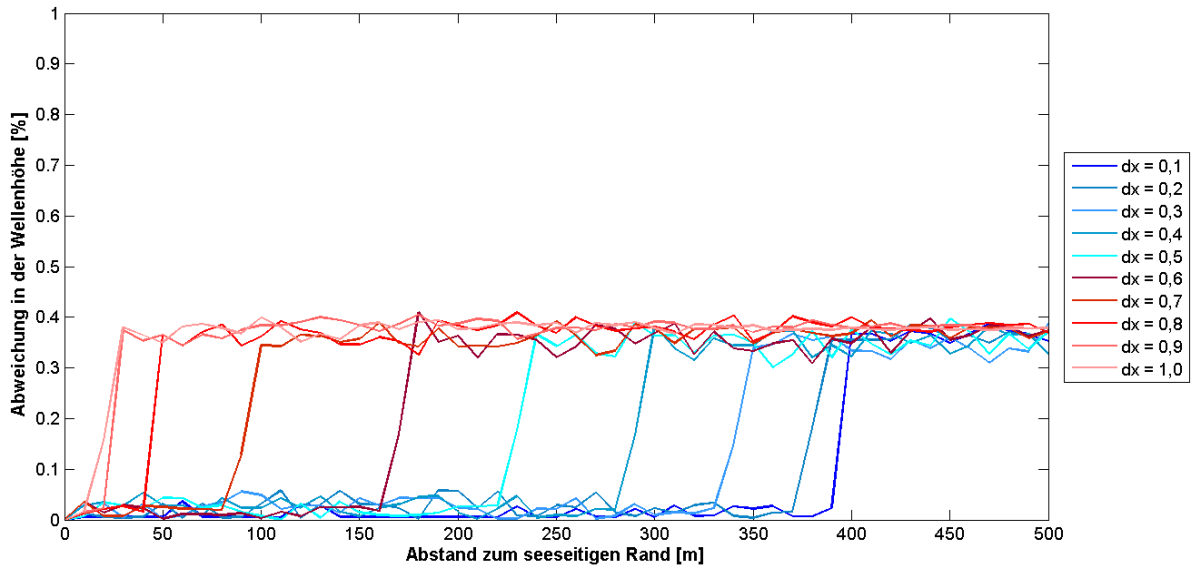


Abb. 4.9: Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung (T = 15 s und H = 0,05 m)

Der Unterschied bei der räumlichen Diskretisierung ist, dass die Abweichungen früher auftreten, je gröber die Auflösung gewählt wird. Bei einer Auflösung von 1 m tritt die Abweichung bereits kurz nach dem seeseitigen Rand auf, während bei einer Auflösung von 0,1 m die Kurve erst bei knapp 400 m ansteigt.

Eine gröbere Diskretisierung führt zu einer ungenauen Darstellung des Wellentals und Wellenbergs (Abb. 4.10). Die Extrema werden nicht mehr exakt dargestellt, sondern abgeflacht.

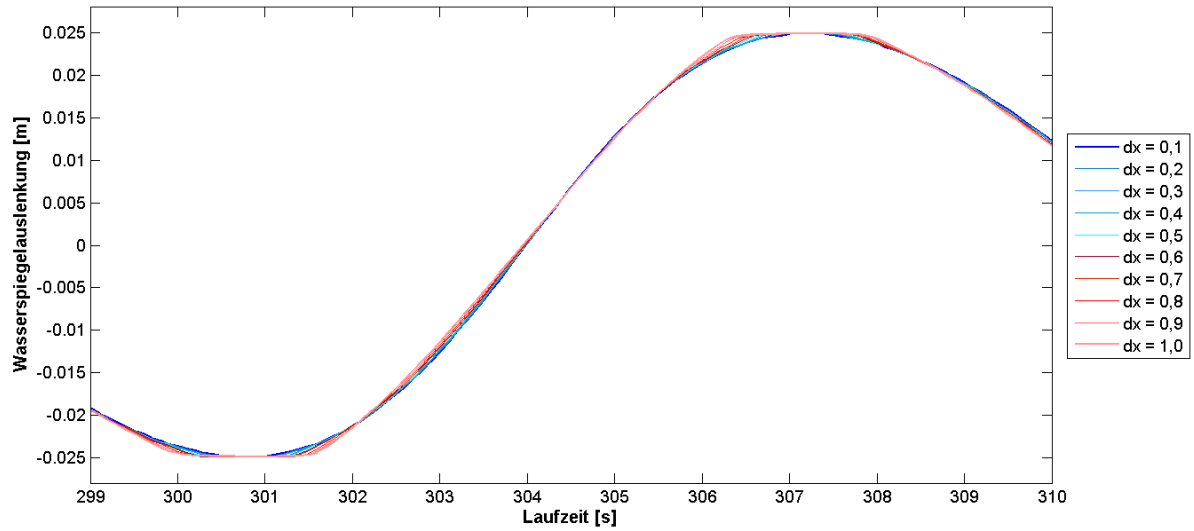


Abb. 4.10: Vergleich der Wasserspiegelauslenkung am rechten Modellrand

Die räumliche Diskretisierung ist insbesondere für komplexe Geometrien von Bedeutung. Hier muss darauf geachtet werden, dass das Bauwerk - vor allem bei steilen Abschnitten und senkrechten Wänden - möglichst genau wiedergegeben wird.

Hinsichtlich der Wirkung von Wellenhöhen auf die numerische Dämpfung wurde vermutet, dass die numerische Dämpfung der kurzen Wellenperioden nicht nur durch die Bildung einer senkrechten Wellenfront ausgelöst wird, sondern im Vorfeld bereits durch die Diskretisierung begünstigt wird. Die räumliche Auflösung wird nun feiner gestaltet (Abb. 4.11). Auf den ersten 170 m wird dadurch die Wellenhöhe besser reproduziert, doch dann steigt die Kurve plötzlich stark an. Diese feinere Auflösung ist nicht effektiv und zeigt nur kurzzeitig bessere Ergebnisse als eine Auflösung von 0,1 m.

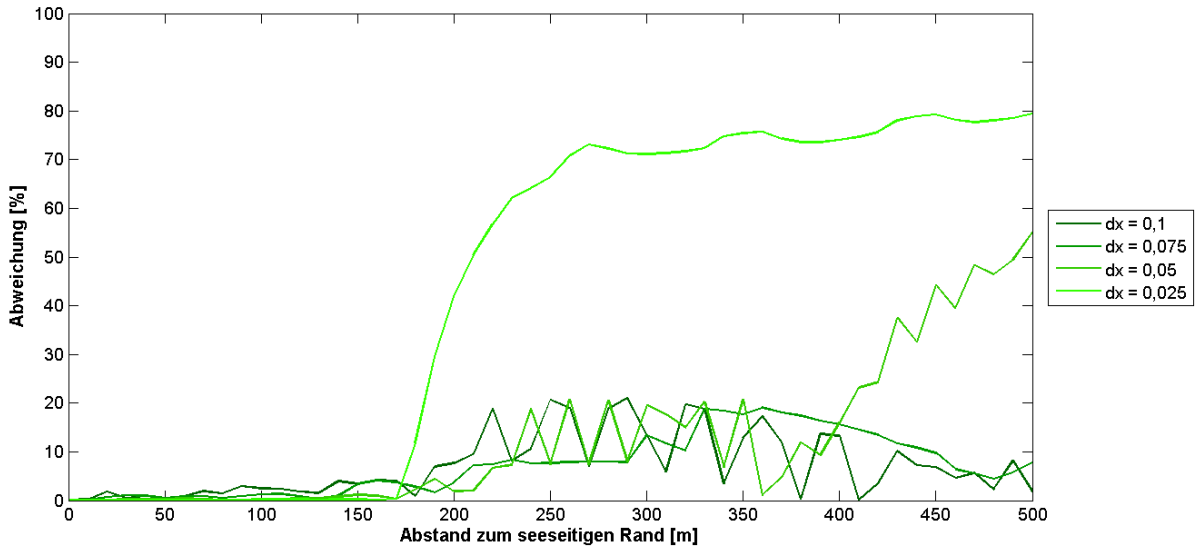


Abb. 4.11: Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung (T = 1,5 s und H = 0,05 m)

Zur Absicherung der Ergebnisse werden dieselben Untersuchungen nahe des verifizierten Grenzbereiches durchgeführt (Abb. 4.12).

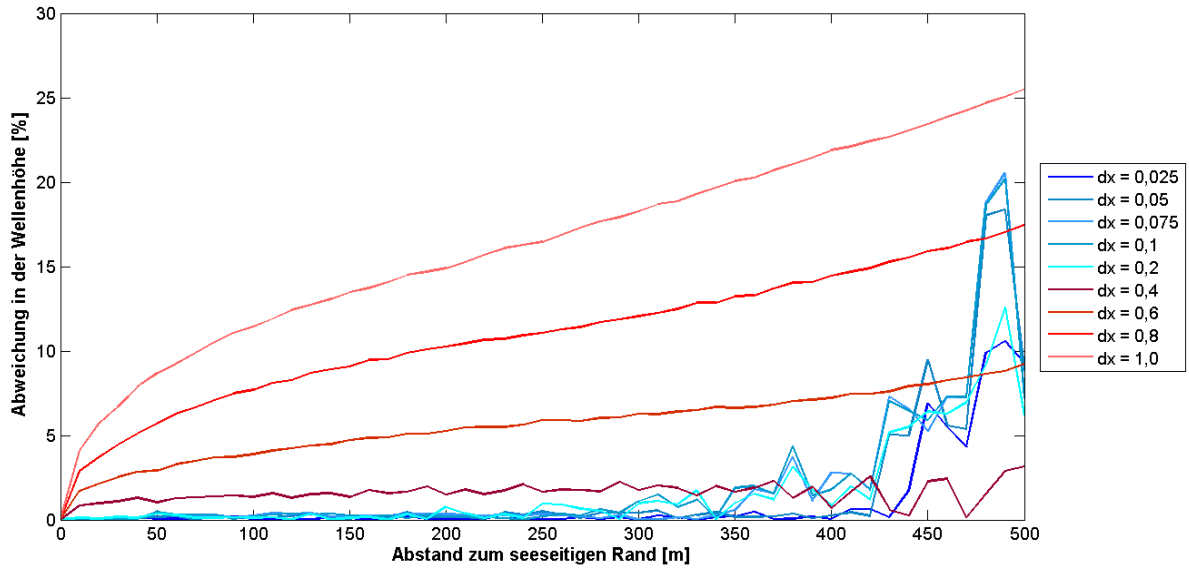


Abb. 4.12: Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung (T = 3,0 s und H = 0,05 m)

Die Wellenhöhe beträgt weiterhin 0,05 m bei einer Wellenperiode von 3 s. Bis zu einer Auflösung von 0,2 m sind kaum Abweichungen zu verzeichnen. Bis 250 m bleiben die Kurven der feinen Auflösungen (blau) nahezu bei Abweichungen um 0%. Je feiner die Auflösung gewählt wird, desto später wachsen die Abweichungen. Von den gröberen Auflösungen (rot) ist hingegen grundsätzlich abzuraten; die Abweichung wachsen bereits nach wenigen Metern deutlich.

Daraus kann aber nicht gefolgert werden, dass eine Auflösung von 0,025 m gewählt werden sollte. Die Rechenlaufzeit steigt exponentiell an, so dass das Modell mehrere Stunden bis Tage für die Berechnung benötigt. Das kann nicht mehr als effektiv bezeichnet werden. Daher sollte die Randbedingung so eingesteuert werden, dass das Modellgebiet möglichst klein bleibt. So kann sichergestellt werden, dass der Einfluss der numerischen Dispersion gering bleibt. Mit einer Auflösung von 0,1 m und 5000 Rechenknoten läuft das Modell stabil und bleibt unter einer Stunde Rechenlaufzeit. Feinere Auflösungen sollten für besondere Ausnahmefälle vorbehalten werden, bei denen auf Grund von Zwängen längere Rechenlaufzeiten gerechtfertigt erscheinen.

4.5.5 Einfluss der zeitlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung

Die zeitliche Auflösung hat weniger einen Einfluss auf die numerische Dämpfung, als einen Einfluss auf die Genauigkeit in der Darstellung der Wellen, was als numerischer Dispersion bezeichnet wird. Bei einer Wellenperiode von 15 s hat sie keinen nennenswerten Einfluss (Abb. 4.13). Zwar ist eine Tendenz erkennbar, dass mit

zunehmender Vergröberung die Abweichungen zunehmen, aber bis zu einem Abstand von 300 m vom seeseitigen Rand bleiben sie unter 0,4 %.

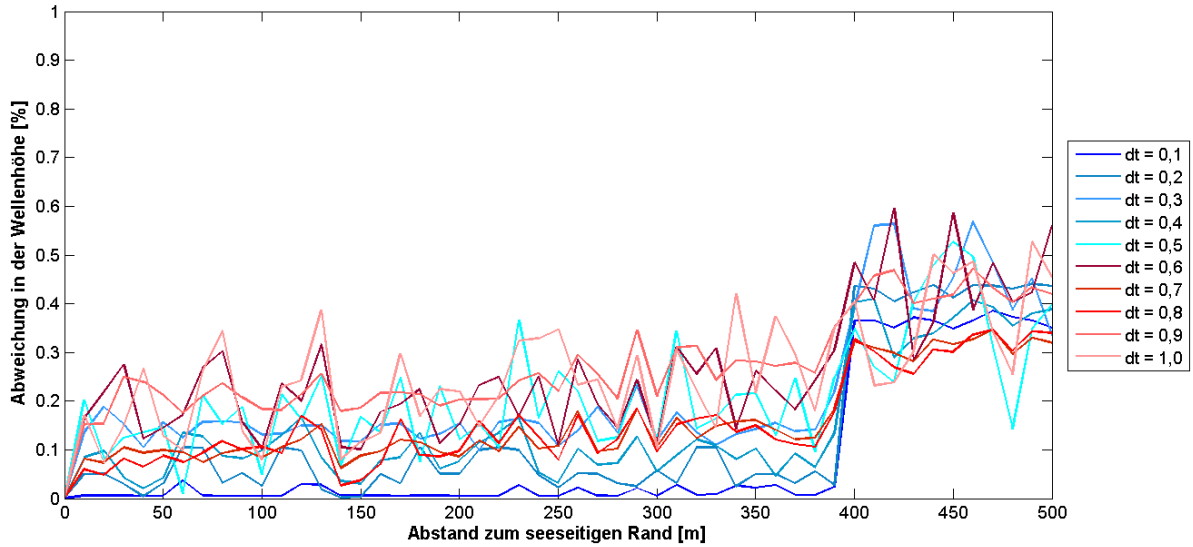


Abb. 4.13: Einfluss der zeitlichen Diskretisierung auf die numerische Dämpfung (T = 15,0 s und H = 0,05 m)

Dadurch dass die Welle so lang ist, kann sie auch mit einer groben Auflösung relativ exakt dargestellt werden (Abb. 4.14). Während die feine Auflösung (Königsblau) die Rundung genau wiedergibt wird der Wellenberg mit zunehmender Vergröberung zackiger. Der Hochpunkt wird jedoch auch bei einer Diskretisierung von 1,0 s erfasst, was bei einer kürzeren Wellenperiode möglicherweise nicht mehr der Fall ist. Durch eine grobe Auflösung können die Maximalwerte übersprungen werden, wodurch die Welle plötzlich an Höhe verliert.

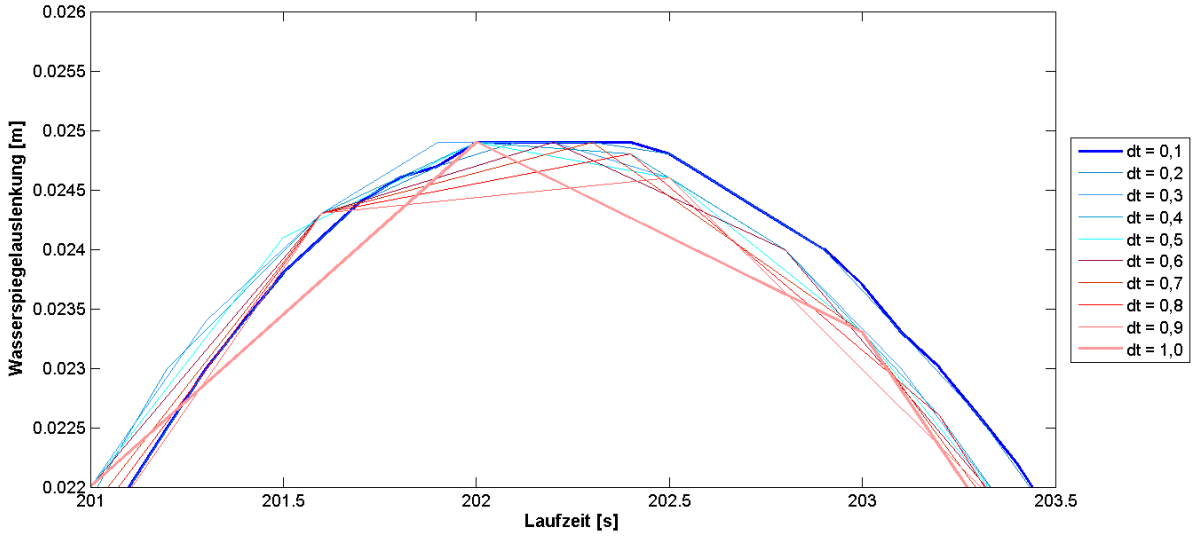


Abb. 4.14: Ausschnitt aus der Wasserspiegelauslenkung für unterschiedliche zeitliche Diskretisierungsschritte (T = 15 s)

Die kurzen Wellenperioden werden gesondert analog zur räumlichen Auflösung auch für feinere zeitliche Diskretisierungsschritte betrachtet. Die Abweichung sinkt mit einer Verfeinerung der zeitlichen Auflösung (Abb. 4.15). Dem numerischen Fehler kann somit auch bei kurzen Wellenperioden begegnet werden. Hierzu ist eine detaillierte Untersuchung hinsichtlich der Laufzeit bezogen auf die zeitliche Auflösung erforderlich. Deshalb wird später eine Feinabstimmung vorgenommen werden, bei der die relative Wassertiefe erneut als Größe hinzugezogen wird.

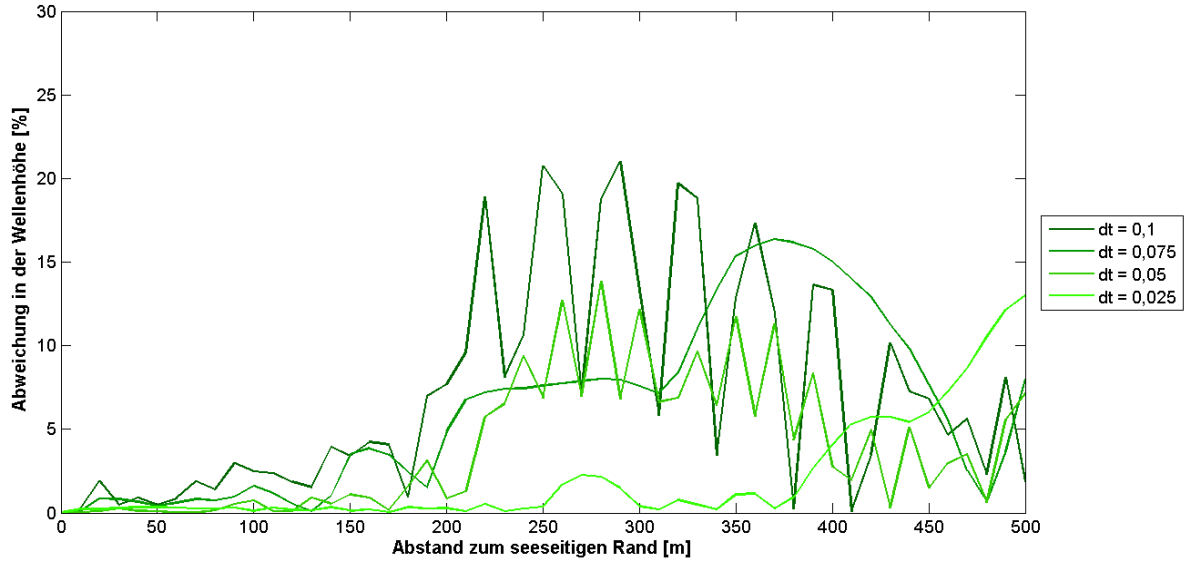


Abb. 4.15: Einfluss der zeitlichen Diskretisierung (T = 1,5 s und H = 0,05 m)

4.5.6 Rechenlaufzeit

Da eine feinere Auflösung der zeitlichen Diskretisierung eine Verbesserung von teilweise über 40 % geliefert hat, wird die Rechenlaufzeit eingehender untersucht, um zwischen Genauigkeit und Effektivität besser abwägen zu können.

Bis zu einer zeitlichen Auflösung von 0,025 s bleibt die Rechenlaufzeit im Rahmen (Abb. 4.16). Im Vergleich zur Rechenzeit, die eine Auflösung von einer Sekunde benötigt, steigt die Laufzeit um lediglich 20 %. Wird die Auflösung jedoch feiner gewählt, erhöht sich der Rechenaufwand überproportional. OTT gibt in den hier festgelegten Intervallen die Strömungsgrößen aus, es berechnet also mehr Größen je feiner die Auflösung gewählt wird, was zu einer längeren Laufzeit führt.

Die räumliche Diskretisierung hat einen direkten Einfluss auf die Anzahl der Rechenknoten. Bei einer Auflösung von 0,1 m werden für dieses Modellgebiet 5001 Rechenknoten gebildet. Bei 0,01 m müssen damit 50001 Knoten berechnet werden, was den exponentiellen Anstieg der Kurve erklärt. Für das Projekt sollten 5000 Rechenknoten für eine hinreichend genaue Darstellung der Geometrien genügen, mehr als 10000 Rechenknoten sollten in der Regel vermieden werden. Das Modell bleibt zwar stabil, aber die Rechenlaufzeiten erhöhen sich erheblich (Abb. 4.16). Wird zusätzlich die

zeitliche Auflösung verfeinert, benötigt das Modell sogar bis zu mehreren Tagen für die Berechnung.

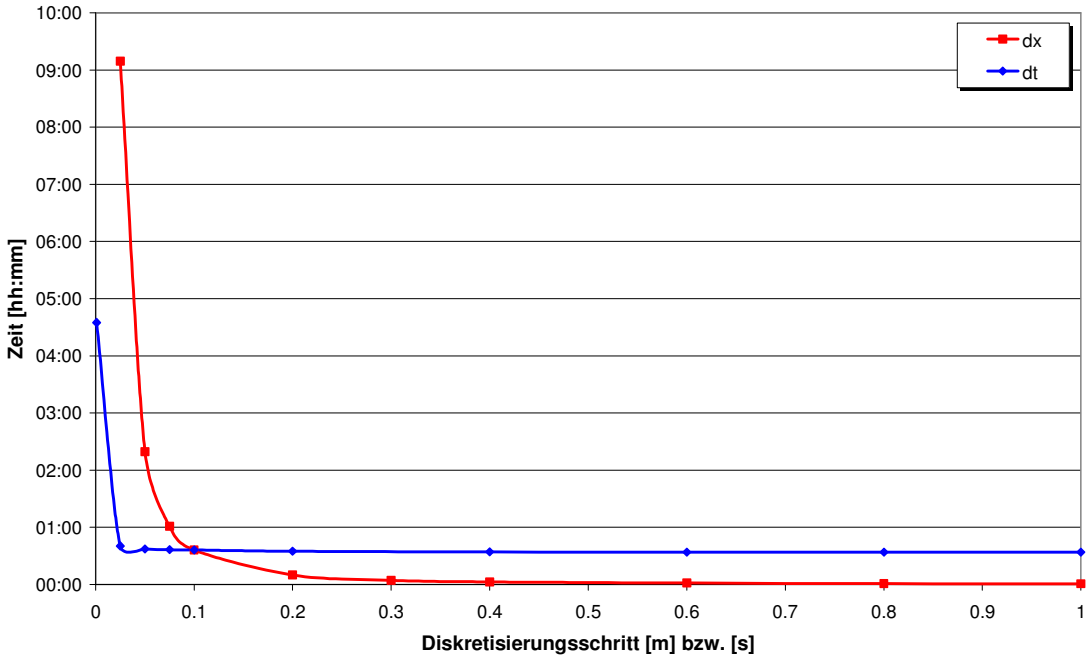


Abb. 4.16: Auswirkung der Auflösung auf die Laufzeit

4.5.7 Sensitivitätsanalyse der relativen Wassertiefe

Die bisherigen Untersuchungen zeigen, dass mit einer geringfügig feineren Auflösung vor allem im Zeitschritt, der Einfluss der numerischen Dispersion verzögert werden kann. Dies ist bei kleinen Wellenperioden von Vorteil. Daher wurden die bisher dargestellten Untersuchungen mit feineren Auflösungen wiederholt. Große Wellenperioden werden auch bei einer gröberen Auflösung hinreichend genau dargestellt, daher genügt es hier, nur den Tiefwasserbereich zu modellieren (Abb. 4.17). Die Rechenlaufzeiten sind dadurch enorm angestiegen.

Die Verfeinerung der Auflösung ruft geringere Abweichungen hervor. In Anlage A sind die Wasserspiegelauslenkungen bei den verschiedenen Diskretisierungen für eine Wellensteilheit von d/L = 2,5 dargestellt. Die Aufsteilung findet bei allen Auflösungen auf dieselbe Art und Weise statt. Der Unterschied besteht darin, dass die Wellenberge und -täler exakter abgebildet werden. Bei einer Auflösung von 0,1 s werden Wellenberg und Wellental durch nur einen Punkt erfasst, der dadurch neben den Extrema liegen kann. Damit wird eine numerische Dispersion mit der Folge bewirkt, dass die Wellenhöhe nicht korrekt dargestellt wird.

Somit ist stets eine Abwägung hinsichtlich Rechenlaufzeit auf der einen Seite und Genauigkeit auf der anderen Seite zu treffen. Da in den meisten im Forschungsvorhaben zu untersuchenden relevanten Bemessungsfällen der Hauptteil der Energie

des Spektrums im Flachwasser- bzw. Übergangsbereich liegt (Abb. 4.7), wird zumeist eine Auflösung von 0,1 bis 0,05 s genügen.

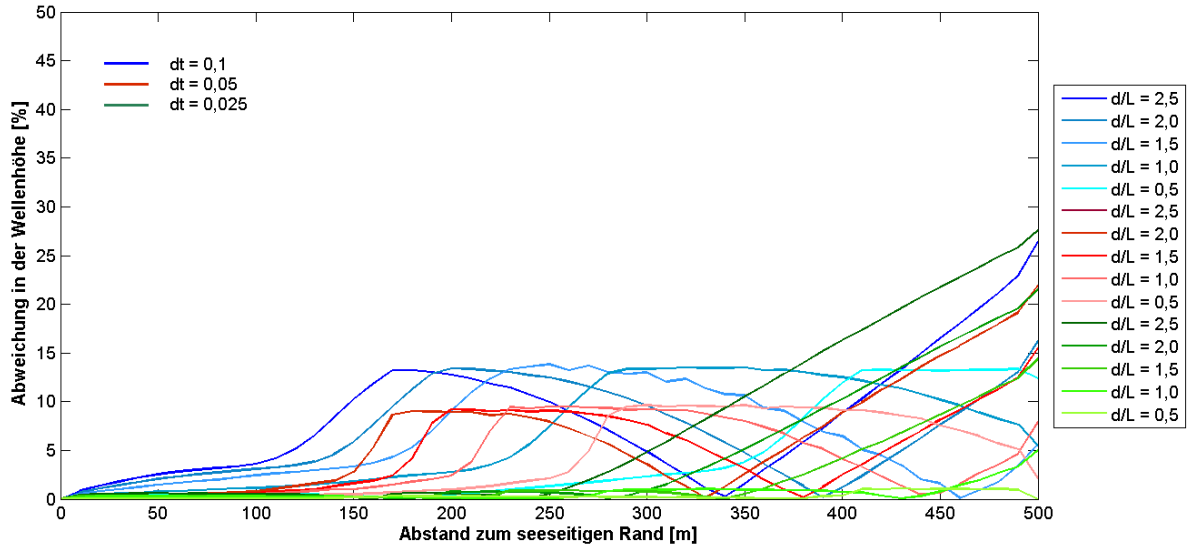


Abb. 4.17: Verfeinerung der zeitlichen Auflösung bei kleinen Wellenperioden

4.5.8 Zusammenfassung und kritische Bewertung

Zum Einfluss numerischer Größen auf die Ergebnisse wurde festgestellt, dass die Anzahl der Knotenpunkte für die numerische Dämpfung eine untergeordnete Rolle spielt. Vielmehr ist die Wellensteilheit von Bedeutung. Bei steilen Wellen bilden sich stark unterschiedliche Gradienten an den Rechenknoten aus. Dadurch geht bei der numerischen Lösung Energie verloren, die sich als numerische Dämpfung niederschlägt. In der Brandungszone kann dieses Verhalten des Modells genutzt werden, da hier Energie umgewandelt wird. Die Validierung anhand der GWK-Versuche aus dem Jahre 2000 zeigt jedoch, dass die numerische Dämpfung höher ist als die Energieumwandlung durch Wellenbrechen, d.h. sie muss durch eine statistische Anpassung teilkompensiert werden.

Das Aufsteilen der Wellen ist naturgemäß im Modell nicht zu vermeiden. Da sich die Welle mit Flachwassergeschwindigkeit fortpflanzt ($c = \sqrt{g \cdot d}$), ist die Geschwindigkeit am Wellenberg immer höher als die im Wellental, wodurch zu irgendeinem Zeitpunkt der Wellenberg das Wellental einholt und sich eine Bore ausbildet. Bei kurzen Wellenperioden geschieht dies in Bezug auf die Laufstrecke wesentlich früher als bei längeren, deshalb setzt bei kurzen Wellenperioden die numerische Dämpfung früher ein. Die Qualität der Ergebnisse ist umso besser, je näher die Randbedingung in der Nähe des Bauwerksfußes eingesteuert wird: die numerische Dämpfung wird dadurch gering gehalten, vor allem bei Seegang mit hohen kurzperiodischen Anteilen. Besonders deutlich wird dies anhand von Vergleichen mit Naturdaten aus Petten (Anlage B2): Hier bewirkt bei einem hohen Anteil kurzperiodischer Wellen die Einsteuerung

der Randbedingung in großer Entfernung vom Bauwerksfuß eine erhöhte numerische Dämpfung.

Weiterhin spielt die zeitliche Diskretisierung eine Rolle. Die Dichte der Diskretisierung pro Wellenlänge muss mit der Frequenz zunehmen um starke numerische Dispersion zu vermeiden. Spektren, die einen hohen Energieanteil in großen Frequenzbereichen aufweisen, müssen feiner diskretisiert werden. So ist zu gewährleisten, dass Wellenberg und Wellental hinreichend genau modelliert werden. Kleinere Zeitschritte als 0,025 sind allerdings in der Regel nicht zu empfehlen, da der Rechenaufwand sehr groß wird. Bei Spektren, deren Energie hauptsächlich im niederfrequenten Bereich liegt, genügt hingegen eine zeitliche Auflösung von 0,05 - 0,1 s. Bei hochfrequenten Spektren ist eine lange Rechenlaufzeit in Kauf zu nehmen. Die Optimierung der Laufzeit erfolgt hier für die Zwecke des Forschungsvorhabens und der dabei abzuhandelnden Bemessungsfälle. Bei realen Projekten zur Bemessung als Vorstufe zur Genehmigung und Ausführungsplanung von Küstenschutzwerken mit hohen Anforderungen an die Sicherheit und erheblichen Baukosten sind Rechnungen über mehrere Tage durchaus akzeptabel und manchmal sogar zwingend.

5 Validierung des Modells OTT-1D

5.1 Vorgehen

Für das Forschungsvorhaben stehen verschiedene Wellenkanalversuche zur Validierung des Modells zur Verfügung (Tab. 5.1). Diese beinhalten sowohl einfache Deichgeometrien mit konstanter Böschungsneigung als auch komplexe Geometrien mit unterschiedlichen Neigungsabschnitten, Bermen, S-Profil und Wänden. Bei den GWK-Versuchen zum Nordstrand von Norderney sind zusätzlich unterschiedliche Materialien eingebaut worden, wodurch der Einfluss der Rauigkeit genauer untersucht werden konnte.

Tab. 5.1: Übersicht über die verfügbaren Wellenkanalversuche

einfache Geometrie:

- KFKI-Forschungsvorhaben „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“
  Großer Wellenkanal, Hannover 2000
- Untersuchung der Streuung mittlerer Wellenüberlaufraten in hydraulischen Modelluntersuchungen
  Franzius Institut, Hannover Marienwerder 2008

komplexe Geometrie:

- Untersuchungen zur Erweiterung bzw. zum Umbau des Deckwerks am Nordstrand von Norderney
  Großer Wellenkanal, Hannover 1999

- Wellenüberlauf- und Belastungssituation der Strandmauer am Weststrand von Norderney
  Leichtweiß-Institut, Braunschweig 2003
- Wellenüberlauf und Wellenbelastung des Deckwerks auf Baltrum
  Leichtweiß-Institut, Braunschweig 2006

Für die Validierung werden die hydraulischen Modellversuche mathematisch modelliert. Dazu wird das gemessene Wellensignal als Seegangsrandbedingung verwendet. Der Modellmaßstab wird beibehalten und die Geometrie wird exakt nachgebildet. Bei allen Versuchen wurde im Wellenkanal die mittlere Wellenüberlaufrate bestimmt, daher wird diese Größe als Vergleichsgröße herangezogen. Bei den großmaßstäblichen Versuchen für die einfach geneigte Böschung können zusätzlich die Schichtdicken und Geschwindigkeiten validiert werden.

Zur Bewertung des mathematischen Modells werden die berechneten mittleren Wellenüberlaufraten den gemessenen grafisch gegenübergestellt. Weiterhin wird eine Referenzlinie abgebildet, auf der die Punkte theoretisch liegen müssten, wenn der berechnete Wellenüberlauf dem gemessenen entspricht. Liegen die Punkte oberhalb der Linie, wird von einer Überschätzung der Modellergebnisse gesprochen, respektive von einer Unterschätzung, wenn die Datenpunkte unterhalb der Referenzlinie liegen. Die Güte der Ergebnisse wird mittels der Streuung um die Referenzlinie beschrieben, die hier als S_{RI} bezeichnet wird. Je geringer S_{RI} ausfällt, desto weniger stimmen die Berechnungsergebnisse mit den Messungen überein. Bei einer Übereinstimmung von über 80 % wird die mittlere Wellenüberlaufrate wirklichkeitsnah berechnet.

5.2 Wellenüberlauf - Einfache Geometrie - GWK 2000

5.2.1 Aufbau der hydraulischen Modellversuche

Zur Kalibrierung und Validierung des Modells in Bezug auf einfache Bauwerksgeometrien werden die Messdaten des großmaßstäblichen hydraulischen Modellversuchs aus dem Großen Wellenkanal Hannover (GWK) verwendet. Im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ wurden detaillierte Untersuchungen zu Wellenauf-, -ab- und -überlauf durchgeführt. Das Messprogramm umfasste die Messung von Wellenauf- bzw. -ablaufhöhen, Schichtdicken, Strömungsgeschwindigkeiten und Druckverhältnisse in der Auflaufzunge, sowie Messungen der Überströmungsvolumina und -raten.

Der GWK misst eine Länge von 324 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m. Regelmäßige Wellen können bis zu einer Höhe von 2 m generiert werden, spektrale Wellen werden bis zu einer Höhe von 1,4 m erzeugt. Für die Analyse der hydraulischen Parameter ist der Deich mit einer undurchlässigen Asphaltschicht auf der Seeseite und einer Betonschicht auf der Binnenseite ausgestattet (Abb. 5.2). Die

Untersuchungen werden bei einer Außenböschungsneigung von 1:6 bzw. einer Binnenböschungsneigung von 1:3 durchgeführt. Der Ruhewasserspiegel bewegt sich zwischen 4,25 m und 5,00 m.

Die Wasserspiegelauslenkungen werden über zwei Wellenharfen bestehend aus jeweils vier Wellenpegeln und neun weitere **W**ellen**p**egel (WP) gemessen (Abb. 5.1). Die dort gemessenen Auslenkungen können direkt als Randbedingung für OTT-1D verwendet werden. Entsprechend den Untersuchungen von Witting et al. (2004) wird der dort empfohlenen WP 6 für die Validierung herangezogen.

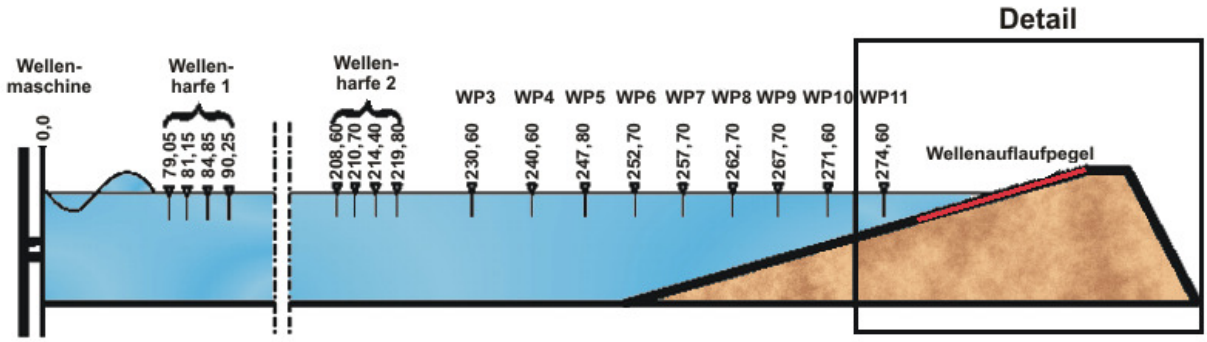


Abb. 5.1: Lage der Wellenpegel und -harfen (nach: Oumeraci et al., 2001)

Um die Schichtdicken des Auf- und Überlaufschwalls aufzuzeichnen, kamen **D**igitale **S**chichtdicken**p**egel (DSP) zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um übereinander liegende Metallstifte, die, wenn sie durch Wasserkontakt kurzgeschlossen werden, einen Stromimpuls erzeugen. Das Ausgangssignal von jedem Element ist die Summe der diskreten Spannungsdifferenzen. Für die Messung der Schichtdicken sind insgesamt 14 solcher Pegel auf dem Deich angeordnet (Abb. 5.2) worden - vier auf der Außenböschung, fünf auf der Deichkrone und fünf auf der Binnenböschung.

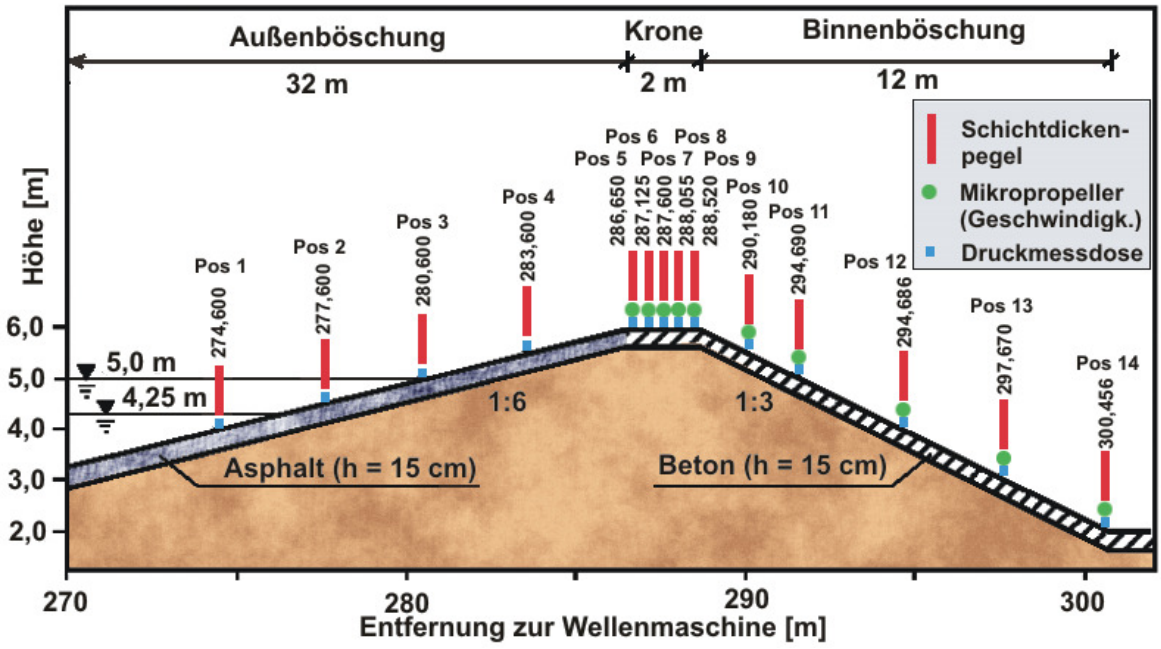


Abb. 5.2: Deichgeometrie und Lage der Messpositionen (nach: Oumeraci et al., 2001)

Die Pegel im Bereich des Wellenauflaufs und auf der Deichkrone messen in diskreten 2 cm Abständen. Auf der Binnenböschung beträgt die Auflösung 1 cm. An denselben Positionen sind DMD installiert, mit denen ebenfalls die Schichtdicke bestimmt werden kann. Auf der Krone und der Binnenböschung sind zusätzlich Mikropropeller installiert, mit denen die Überlauf- und Ablaufgeschwindigkeit des Wassers gemessen werden kann.

5.2.2 Versuchsprogramm

Die GWK-Versuche wurden vorwiegend mit Naturspektren gefahren. Sie stammen aus Messungen an der deutschen Nord- und Ostseeküste (z. B. Niemeyer et al. 1995) und geben somit die Besonderheiten der hiesigen Seegangsverhältnisse wieder. Im Gegensatz zu den standardisierten Spektren bilden die Naturspektren oft zwei bis drei Hauptfrequenzen aus (Abb. 5.3). Neben gemessenen Spektren sind auch JONSWAP- und TMA-Spektren sowie regelmäßige Wellen untersucht worden. Der FSK wurden einige Versuchsdaten zur Verfügung gestellt, darunter 45 naturnahe Spektren, die mathematisch modelliert werden. Die mittleren Wellenhöhen liegen bei 0,60 bis 0,81 m und die Energieperiode beträgt 3,8 bis 13,3 s.

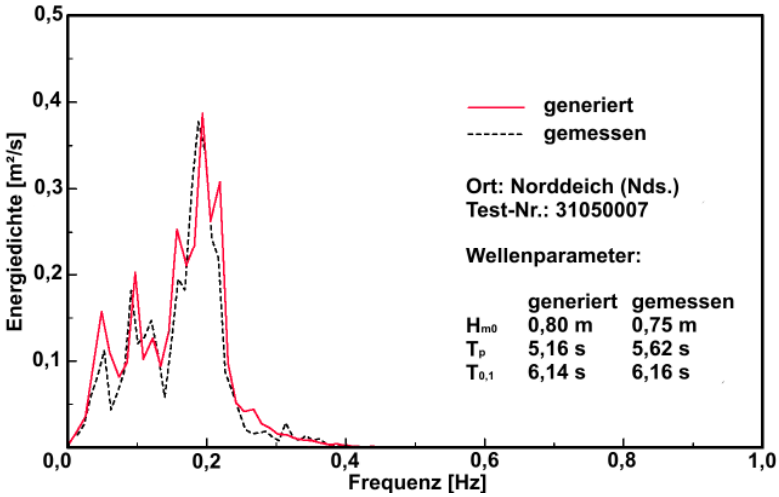


Abb. 5.3: Vergleich eines in der Natur gemessenen Spektrums mit dem im GWK generierten (Oumeraci et al., 2001)

5.2.3 Mathematische Modellierung

Die Versuche standen bereits dem KFKI-Forschungsvorhaben „Optimierung von Deichprofilen“ (Witting et al., 2004) zur Verfügung. Dort wurde unter anderem anhand dieser Versuche die Anwendbarkeit von OTT-1D in Bezug auf Wellenüberlauf an einfachen Böschungen nachgewiesen. Für die mathematische Modellierung wurde der Deich exakt im selben Maßstab nachgebildet. Der Versuchsdeich besteht aus Asphalt bzw. Beton, was einem Rauigkeitsbeiwert von 0,01 entspricht. Für die räumliche Diskretisierung wurden 0,1 m angesetzt, für die zeitliche 10 Hz.

Da vom LWI inzwischen ein neues Programm zum Auslesen und Auswerten der Messinstrumente zur Verfügung gestellt wurde, wurden in diesem Forschungsvorhaben die Versuche wiederholt. Außerdem konnte anhand der Datenmenge insgesamt

und der unterschiedlich komplexen Geometrien eine allgemeingültige Kalibrierungsgleichung entwickelt werden, die nachfolgend verwendet wird.

Aufgrund der Einflüsse numerischer Dämpfung wird das Modellgebiet verkleinert. Der Seegang wird nicht wie im hydraulischen Modell beim Wellenpaddel eingesteuert, sondern in der Nähe des Bauwerksfußes. Dazu wird die durch die Wellenpegel (WP) gemessene Wasserspiegelauslenkung benötigt. WP6 befindet sich bei dem Versuchsdeich über dem Bauwerksfuß und wird als Randbedingung herangezogen (Abb. 5.1). Das Modell OTT-1D kann unterschiedliche seeseitige Randbedingungen verwerten. Neben Zeitreihen für einlaufende Wellen, kann auch eine Wellensignal eingesteuert werden, dass den Anteil der reflektierten Wellen enthält. Somit kann das Wellenpegelsignal ohne Reflexionsanalyse verwendet werden.

Der Wellenüberlauf wird auf der Mitte der Deichkrone bestimmt. Dort werden Schichtdicke und Geschwindigkeit vom Modell über den gesamten Versuchszeitraum ausgegeben, wodurch sich der Durchfluss ermitteln lässt, dieser ergibt über die Zeit gemittelt die mittlere Wellenüberlaufrate. Die gemessene mittlere Wellenüberlaufrate wurde über ein Zeitfenster von dem 100fachen der Peakperiode berechnet (Oumeraci et al., 2001). Die Länge des Zeitfensters wird für die Auswertung der mathematischen Modellierung übernommen, auch wenn die Peakperiode Multipeakspektren ungenügend beschreibt. Der Startwert des Zeitfensters ist nicht bekannt, was zu zusätzlichen Streuungen beim Vergleich von gemessener und berechneter Wellenüberlaufrate führen kann. Er wird dort angesetzt, wo sich das Wellenfeld vor dem Versuchsdeich bereits voll ausgebildet hat.

Die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate mit OTT-1D kommt den hydraulischen Modellversuchen sehr nahe. Es bildet sich eine enge Punktewolke um die Referenzlinie aus (Abb. 5.4), die um weniger als 20% streut. Es bilden sich jedoch zwei offensichtliche Ausreißer, die den Streuungsparameter maßgeblich beeinflussen (Abb. 5.4). Ohne diese Werte sinkt die Streuung um die Winkelhalbierende um 7 %. Bei den beiden Datenpunkten handelt es sich um die hydraulischen Versuche mit der längsten Wellenperiode ($T_{m-1,0}$ = 9,22 s bzw. 13,33 s). Hier scheint das Modell den Wellenüberlauf nicht mehr zuverlässig zu berechnen. Da diese zwei Versuche die einzigen zur Verfügung stehenden Daten darstellen, die Wellenperioden großer 9 s beinhalten, kann eine tiefer gehende Analyse nicht erfolgen. Für reale Verhältnisse an einem Deich an der südlichen Nordseeküste spielen Wellenperioden in dieser Größenordnung jedoch keine Rolle, somit ist eine sichere Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate an einfach geneigten Böschungen mit dem mathematischen Modell gewährleistet.

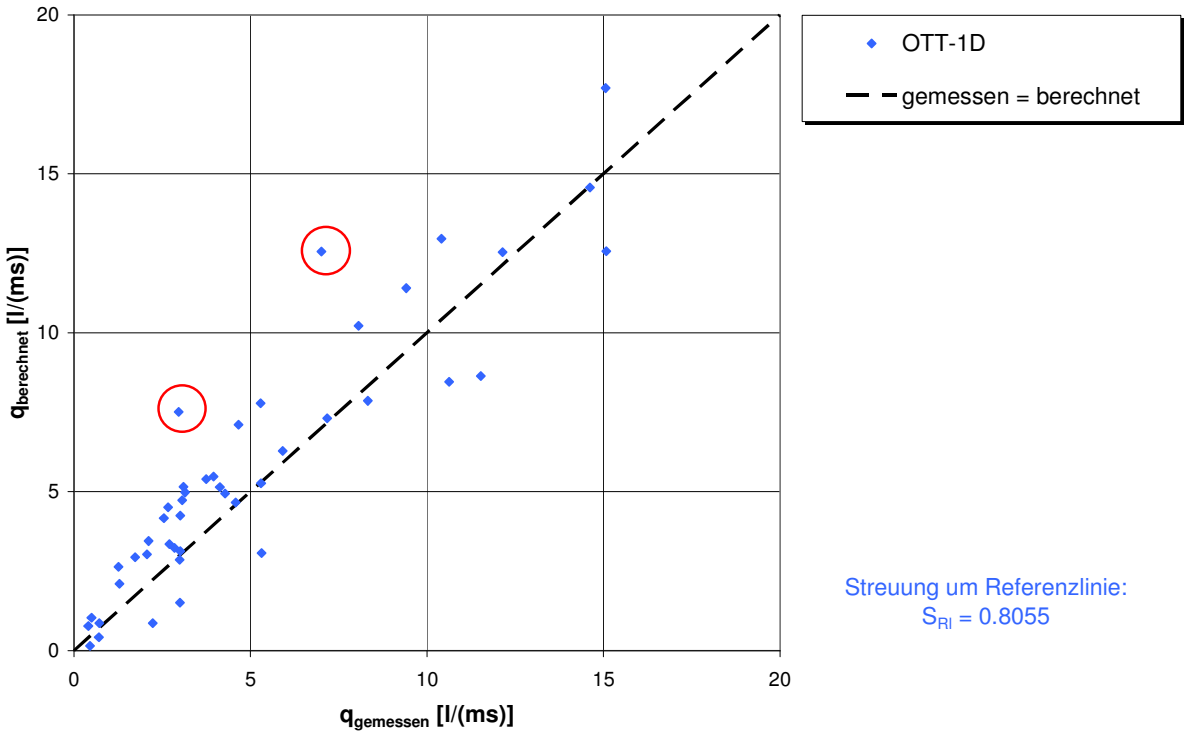


Abb. 5.4: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

5.2.4 Empirische Berechnungsansätze

5.2.4.1 Ansatz nach Schüttrumpf

Die gemessene mittlere Wellenüberlaufrate der GWK-Versuche wurde bereits in dem vorherigen Forschungsvorhaben „Optimierung von Deichprofilen“ (Witting et al., 2004) mit der nachfolgenden empirischen Formel verglichen, die auf der Gleichung von Schüttrumpf (2001) basiert. Diese Gleichung wurde auf der Datengrundlage der GWK-Versuche empirisch angepasst (Oumeraci et al., 2001) und erhielt dadurch neue Zahlenwerte für Q_0 und b. Der Vollständigkeit halber wird der Vergleich hier noch einmal gezeigt:

$$q = \sqrt{2\,g\,H_{m0}^3}\cdot \xi_d \cdot Q_0 \cdot \exp\left(-b\cdot\frac{R_c}{H_{m0}\;\xi_0}\right) \qquad \text{Gl. 5.1}$$

mit:	q	:	mittlere Wellenüberlaufrate	[m³/(s·m)]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	R_c	:	Freibordhöhe	[m]
	ξ_d	:	Brecherkennzahl = $\tan\alpha / \sqrt{H/L_0}$	[-]
	Q_0	:	0,038	[-]
	b	:	4,32 (für Wattspektren)	[-]
			3,25 (für Spektren aus exponierten Küstenabschnitten)	

Der Aufbau der Formel entspricht der Grundgleichung für Wellenüberlauf (Gl. 3.5). Bei der empirischen Anpassung wird zwischen Watt- und Küstenspektren unterschieden. Im Bereich geringer Wellenüberlaufraten ist die Streuung der Datenpunkte akzeptabel, mit zunehmendem Wellenüberlauf ist die Streuung um die Referenzlinie mit über 50 % jedoch sehr hoch und außerdem neigt die Formel zur Unterschätzung (Abb. 5.5).

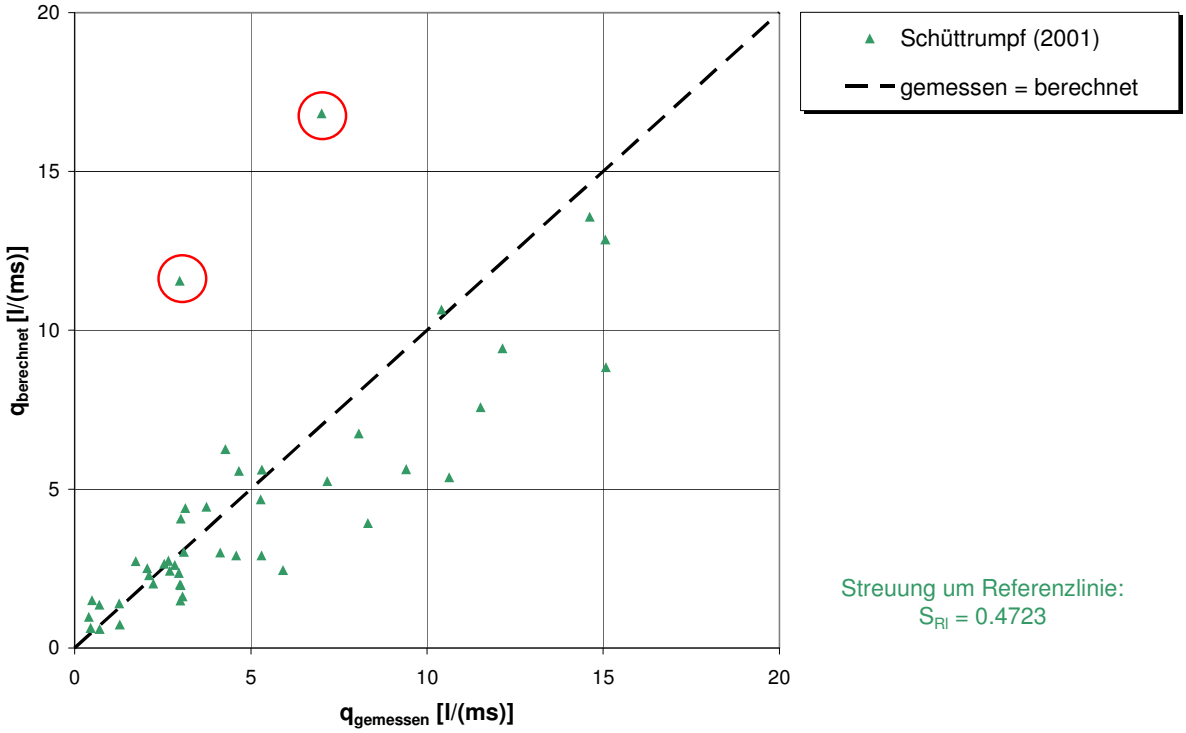


Abb. 5.5: Vergleich der gemessenen mit den nach dem Ansatz von Schüttrumpf (2001) berechneten Wellenüberlaufraten

Auch die empirische Formel ist für die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate für sehr lange Wellenperioden ($T_{m-1,0}$ = 9,22 s bzw. 13,33 s) offensichtlich ungeeignet. Ein Ausschluss der beiden markierten Datenpunkte führt zwar zu einer geringeren Streuung, die Unterschätzung des Wellenüberlaufs bleibt aber erhalten. Mit OTT-1D wird nicht nur für das Gros der Daten eine deutlich bessere Übereinstimmung erzielt, auch für Seegang mit langen Wellenperioden werden geringere Überschätzungen erreicht (Markierung Abb. 5.4).

5.2.4.2 Anwendung der empirischen Ansätze des Eurotop-Manuals

Auch die Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) (Gl. 3.6 und Gl. 3.7) basieren auf der Regressionsgleichung (Gl. 3.5). Durch die einfache Geometrie des Versuchsdeichs reduziert sich die Gleichung auf folgenden Ausdruck:

$$q = \frac{0{,}067\sqrt{g\,H_{m0}{}^3}}{\sqrt{\tan\alpha}} \cdot \xi_{m\text{-}1,0} \cdot \exp\left(-4{,}75\frac{R_c}{\xi_{m-1,0}\cdot H_{m0}}\right) \qquad \text{Gl. 5.2}$$

bzw.:

$$q_{max} = 0{,}2 \cdot \sqrt{g\,H_{m0}{}^3}\ \exp\left(-2{,}6\frac{R_c}{H_{m0}}\right) \qquad \text{Gl. 5.3}$$

Dadurch entspricht Gleichung 5.2 im Wesentlichen dem Ansatz nach Schüttrumpf (2001). Begrenzt wird die Gleichung durch Gleichung 5.3 dessen Ergebnis für die mittlere Wellenüberlaufrate nicht überschritten werden darf. Diese kommt bei über 60 % der Fälle zum Einsatz. Diese Einschränkung verhindert beispielsweise die starke Überschätzung der Wellenüberlaufraten bei den Versuchen mit langen Wellenperioden, da die Wellenperiode nicht Bestandteil der Gleichung ist (Markierung Abb. 5.6). Dass PC-Overtopping die Gleichungen des Eurotop-Manuals benutzt, wird hier ebenfalls deutlich - die Ergebnisse sind deckungsgleich (Abb. 5.6).

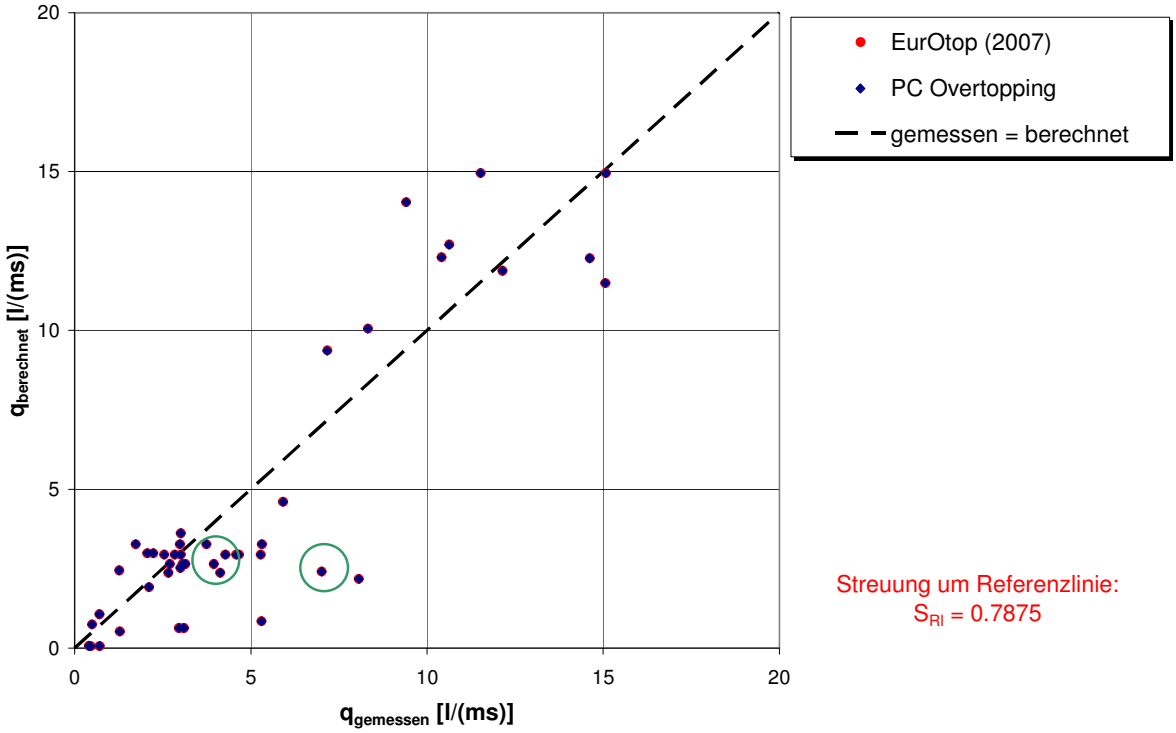


Abb. 5.6: Vergleich der gemessenen mit den nach dem Eurotop-Manual (2007) berechneten Wellenüberlaufraten

Der Zusammenhang zwischen Messung und Berechnung ist mit fast 80 % theoretisch gegeben, aber optisch sind einige gravierende Ausreißer zu erkennen, sowohl bei niedrigen als auch bei den höheren Wellenüberlaufraten.

5.2.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Das auf der CLASH-Datenbank basierende Neuronale Netz NN_Overtopping ist für einfache Geometrien gut anwendbar (Abb. 5.7). Die Qualität der Ergebnisse ist mit dem mathematischen Modell vergleichbar, die Streuung um die Referenzlinie liegt bei nur 16 %. Berechnete und gemessene Werte liegen in derselben Größenordnung und es gibt kaum gravierende Ausreißer. Die beiden Versuche mit der längsten Wellenperiode werden von NN_Overtopping nicht berechnet. Mit den 10 Bauwerksparametern kann der Versuchsdeich hinreichend genau beschrieben werden. Der Seegang wird, wie bei den empirischen Verfahren durch die Parameter Wassertiefe d, Wassertiefe über dem Bauwerksfuß d_t, spektrale signifikante Wellenhöhe H_{m0}, Energieperiode $T_{m-1,0}$ und Wellenangriffsrichtung β beschrieben.

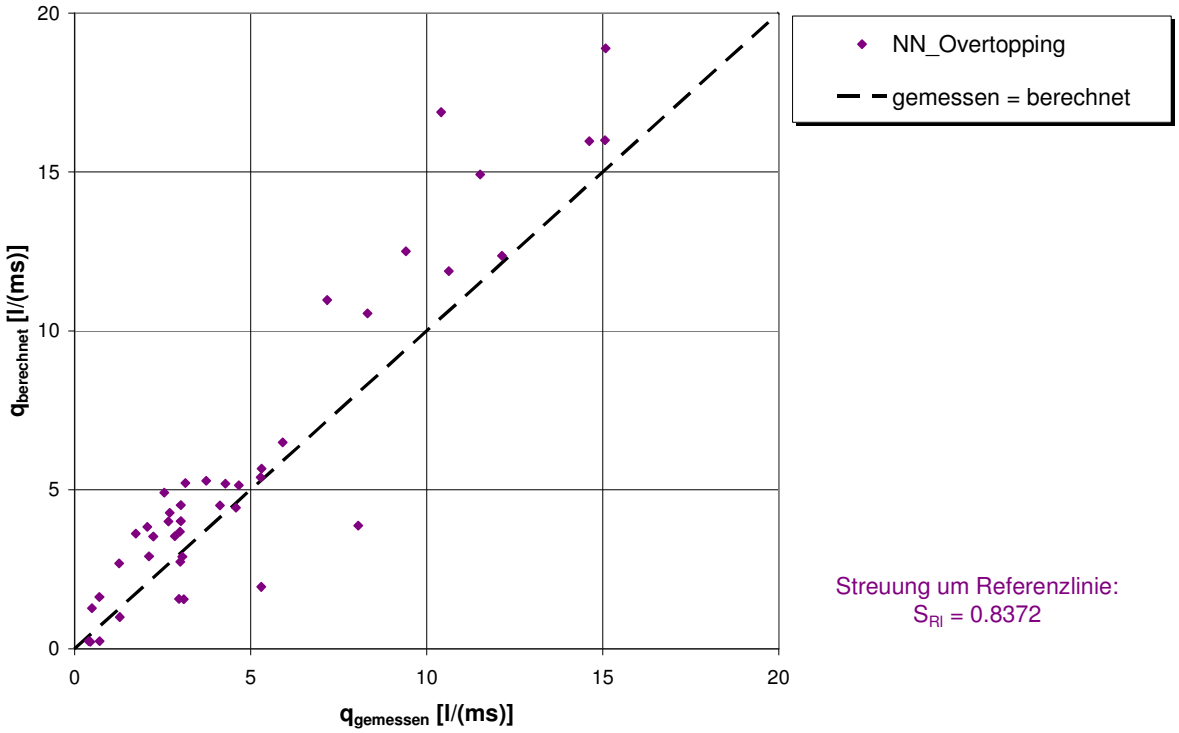


Abb. 5.7: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping ermittelten Wellenüberlaufraten

5.2.5 Zusammenfassung und Vergleich

Die hydraulischen Versuche aus dem GWK zum KFKI-Forschungsvorhaben „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ bilden die Grundlage für die Validierung des mathematischen Modells OTT-1D auf einfache Bauwerksgeometrien. Der Versuchsdeich konnte exakt mit dem Modell nachgebildet werden. Als Seegang wurden die Wellenpegeldaten am Bauwerksfuß eingesteuert. Das Modell liefert zuverlässige Ergebnisse bezüglich der mittleren Wellenüberlaufrate. Ein Vergleich mit anderen Berechnungsmethoden zeigt, dass eine mathematische Modellierung bereits bei einfachen Geometrien sinnvoll und überlegen ist (Abb. 5.8). Bei den Berechnungen mit empirischen Ansätzen sind einige Ausreißer erkennbar, die das

mathematische Modell vermeidet. Vor allem der empirische Ansatz nach Schüttrumpf (2001) führt zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Wellenüberlaufrate, was bei Bauwerken zur Gewährleistung der Sturmflutsicherheit des Hinterlandes nicht nur die ungünstigere, sondern die inakzeptable Form der Ungenauigkeit darstellt. Die Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) bzw. das Berechnungsprogramm PC-Overtopping sind für eine grobe Abschätzung der mittleren Wellenüberlaufrate geeignet, für eine Bemessung sind jedoch vor allen das mathematische Modell OTT-1D oder auch das Neuronale Netz NN_Overtopping, mit dem für einfache Geometrien auch zuverlässige Ergebnisse erzielt werden können, deutlich besser geeignet.

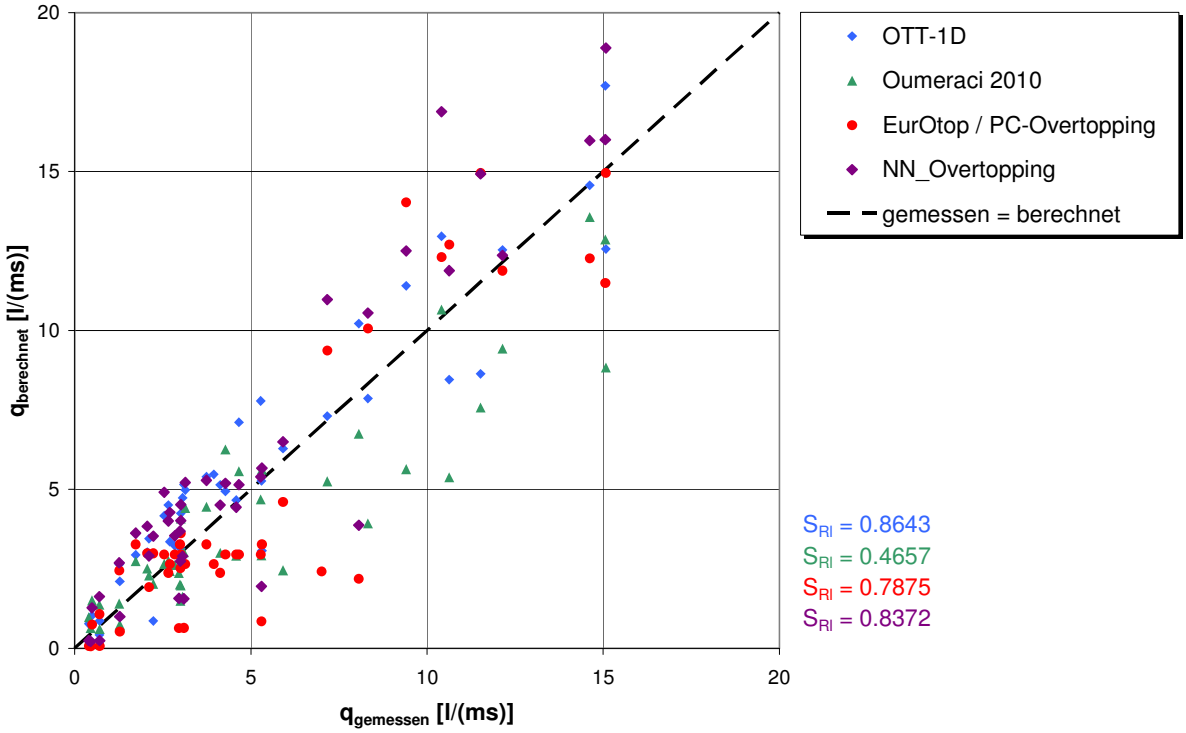


Abb. 5.8: Vergleich der gemessenen und berechneten Wellenüberlaufrate für die vier gezeigten Verfahren (ohne Ausreißer)

5.3 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Norderney Weststrand

5.3.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Im Rahmen der Untersuchungen zum Deckwerk am Westkopf von Norderney wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts ausgeführt (Kortenhaus et al., 2004). Diese behandeln den Ist-Zustand vor dem Ausbau des Deckwerks 2006.

Die Untersuchung der Belastungen am Weststrand Norderneys erfolgte anhand sieben ausgesuchter, repräsentativer Deckwerksprofile aus denen 3 Modellprofile

erstellt wurden (Abb. 5.9 und



Abb. 5.10).

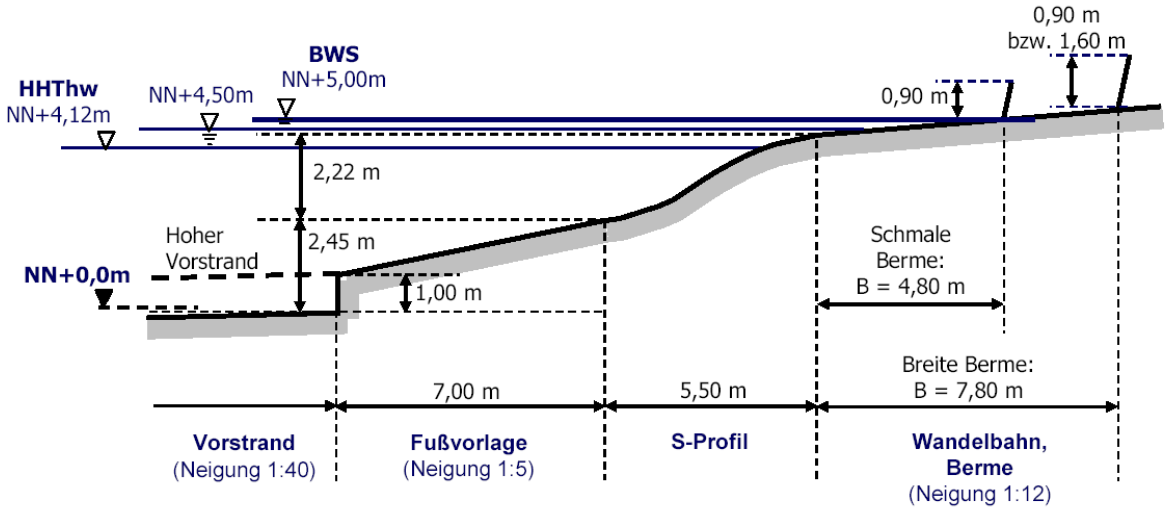


Abb. 5.9: Modellprofile für den Ist-Zustand (Kortenhaus et al.,2004)

Die Profile beginnen seeseitig mit einer senkrechten Spundwand an die sich eine Böschung aus Basaltsäulenpflaster anschließt. Es folgt das S-Profil aus natürlichem Quadermauerwerk, das in Magerbeton eingebettet ist. Hier schließt die Wandelbahn - eine Berme mit geringer Neigung - an. Den Abschluss bildet eine Strandmauer aus Stahlbeton bzw. aus in Beton gesetztem Steinwerk. Die einzelnen Abschnitte variieren in der Natur und wurden auf die folgenden Modellgeometrien reduziert:

N09sg: Höhe der Strandmauer = 0,9 m, Bermenbreite = 4,8 m, glatte Mauer
N09bg: Höhe der Strandmauer = 0,9 m, Bermenbreite = 7,8 m, glatte Mauer
N16bg: Höhe der Strandmauer = 1,6 m, Bermenbreite = 7,8 m, glatte Mauer

Die aus den Profilaufmessungen zur Verfügung stehenden Daten bezüglich des S-Profils wurden arithmetisch gemittelt und als repräsentatives S-Profil in den Kanal eingebaut. Der Neigungswinkel der Strandmauer variiert in der Natur zwischen 6,8° und 17,4°. Im physikalischen Modell wird ein Winkel von 12,4° verwendet. Auch bezüglich des Vorstrandes und der Fußvorlage unterscheiden sich die 3 Grundtypen der Modelle nicht (Kortenhaus et al., 2004).

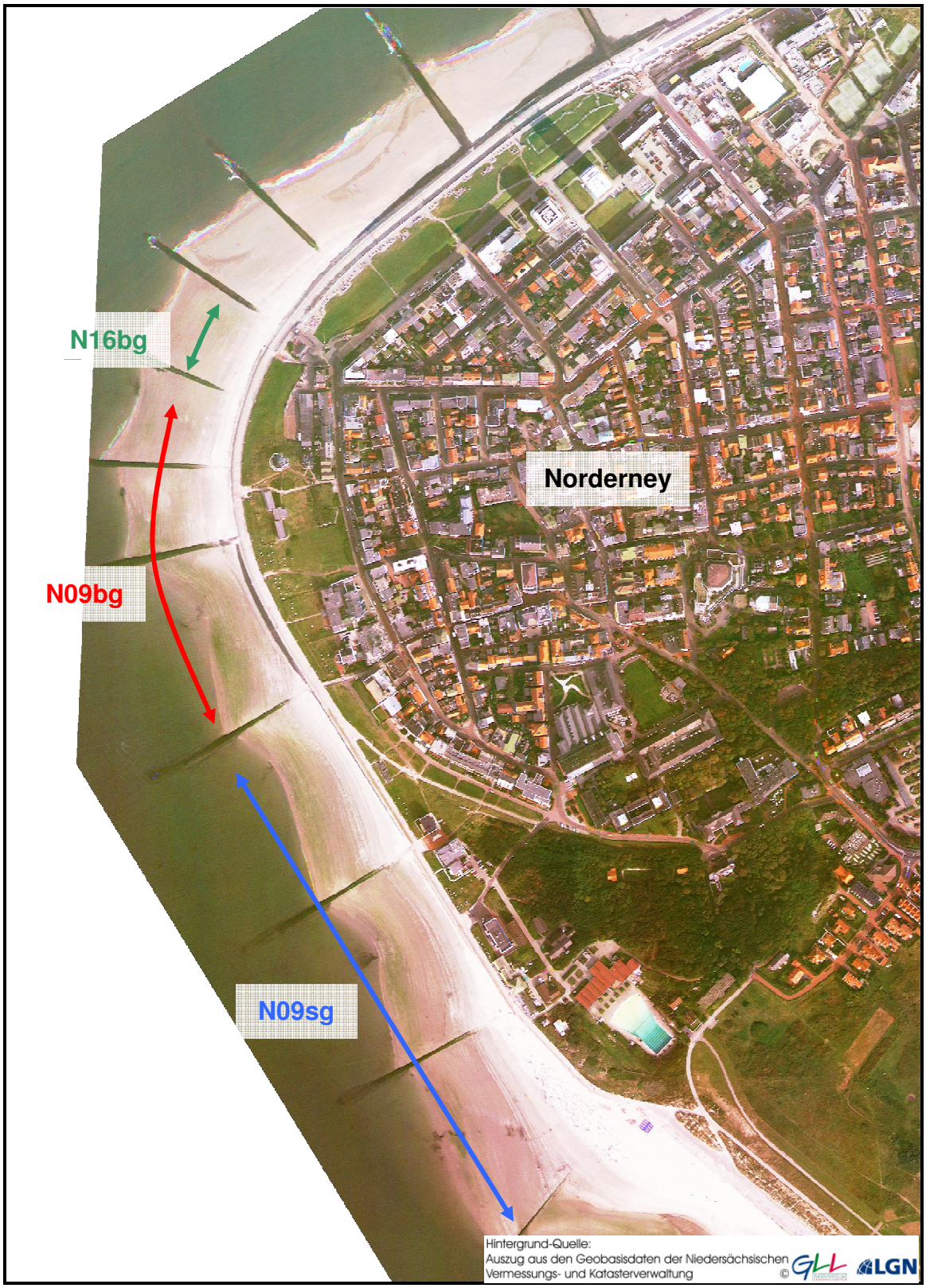


Abb. 5.10: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Norderneys

Die Modelle wurden im Maßstab 1:15 in den Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts eingebaut. Er misst eine Länge von 90 m, eine Breite von 2 m und eine Tiefe von 1,25 m. Das Modell besteht aus Sand mit einer 5 cm dicken Estrichschicht. Die Wän-

de sind aus Stahlblechen gefertigt. Somit ist der gesamte Aufbau als hydraulisch glatt anzusehen.

Die Wasserspiegelauslenkungen werden mit 15 Wellenpegeln und einem Schichtdickenpegel erfasst (Abb. 5.11). Zur Bestimmung der Druckbeanspruchung sind an der Strandmauer senkrecht übereinander drei Druckmessdosen befestigt. Die Überlaufgeschwindigkeit wird mit Hilfe zweier Strömungspropeller ermittelt, die oberhalb der Wand angeordnet sind. Das überlaufende Wasser wird durch eine Rinne und ein Rohrleitung in den Überlaufbehälter geleitet, durch dessen Gewicht die Überlaufmenge bestimmt werden kann (Kortenhaus et al., 2004).

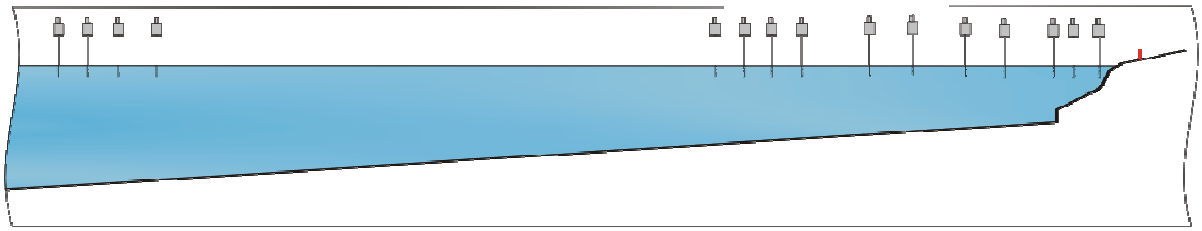


Abb. 5.11: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

5.3.2 Versuchsprogramm

Neben dem Bemessungswasserstand von NN +5,00 m wurde auch der höchste bisher aufgetretene Wasserstand HHThw von NN +4,12 m und ein zwischen diesen Werten liegender Wasserstand von NN +4,50 m untersucht (Kortenhaus et al., 2004). Für den kleinmaßstäblichen Versuch müssen die Wasserstände im Maßstab 1:15 umgerechnet werden (Tab. 5.2).

Tab. 5.2: Wasserstände Natur - Modell

Wasserstand Natur	Wasserstand Modell
NN +5,00 m ± 0,15 m	NN +0,333 m ± 0,01 m
NN +4,50 m ± 0,15 m	NN +0,300 m ± 0,01 m
NN +4,12 m ± 0,15 m	NN +0,275 m ± 0,01 m

Bei den mit OTT-1D nachgebildeten Versuchen wurden im physikalischen Modell JONSWAP-Spektren gefahren. Die Wellenmaschine erzeugt Zeitreihen die dem 1,5-fachen der zu untersuchenden Zeitreihen entsprechen plus einer pauschalen Zeitdauer von 40 Sekunden. Ausgewertet wird das 200-fache der Peakperiode (Kortenhaus et al., 2004). Die mittlere Wellenhöhe variiert zwischen 2,00 und 3,15 m und die Energieperiode liegt bei 5,8 bis 7,8 s.

5.3.3 Mathematische Modellierung

Für die mathematische Modellierung wird das hydraulische Modell des Wellenkanals des Leichtweiß-Instituts exakt nachgebildet. An der Krone schließt eine Böschung an, damit das überlaufende Wasser, ähnlich wie bei der Überlaufrinne, abfließen kann (Abb. 5.12). Da das physikalische Modell aus glattem Estrich bzw. Stahlwänden besteht wird im mathematischen Modell ein Rauhigkeitsfaktor von 0,01 über den gesamten Querschnitt angesetzt.

Für die räumliche Diskretisierung wurde bei den Untersuchungen zur numerischen Dämpfung (Abschnitt 4.5.4) ein Wert von 0,1 m empfohlen. Dieser Wert gilt für Versuche im Naturmaßstab und würde das kleinmaßstäbliche Modell nicht hinreichend genau beschreiben. Daher wird die Auflösung dem Modellmaßstab von 1:15 angepasst und erhält einen Wert von 0.0067 m. Das entspricht 316 Rechenknoten für N09sg, bzw. 346 Rechenknoten für N09bg und N16bg. Die zeitliche Diskretisierung gleicht der Auslesefrequenz der Wellenpegeldaten von 10 Hz.

Das Modell OTT-1D kann unterschiedliche seeseitige Randbedingungen verwerten. Neben Zeitreihen für einlaufende Wellen, kann auch eine Wellensignal eingesteuert werden, dass den Anteil der reflektierten Wellen enthält. Somit kann das Wellenpegelsignal ohne Reflexionsanalyse verwendet werden.

Aufgrund der Einflüsse numerischer Dämpfung wird das Modellgebiet verkleinert. Der Seegang wird nicht wie im hydraulischen Modell beim Wellenpaddel eingesteuert, sondern in der Nähe des Bauwerksfußes. Dazu wird die durch die Wellenpegel (WP) gemessene Wasserspiegelauslenkung herangezogen. Der entsprechende WP bildet den seeseitigen Rand.

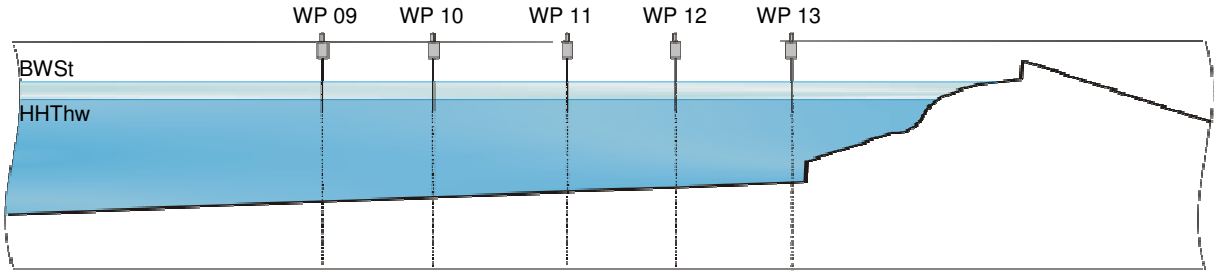


Abb. 5.12: Aufbau des mathematischen Modells

Dem Bauwerk am nächsten liegt WP13. Die bisherigen Validierungen haben ergeben, dass die Randbedingung möglichst nah am Bauwerksfuß eingesteuert werden sollte, hier besteht der Fuß jedoch aus einer senkrechten Wand, dessen Einfluss sich im Wellenpegelsignal widerspiegelt. Daher muss zunächst überprüft werden, ob das Wellensignal von WP13 überhaupt als Randbedingung geeignet ist. Die Energiedichtespektren zeigen ein stetiges Abflachen der Kurven bis zu WP12 (Abb. 5.13). WP13 zeigt einen deutlich höheren Peak, was an der hier stark wirkenden Reflexion durch die Wand liegt. WP12 scheint davon weit weniger beeinflusst zu sein.

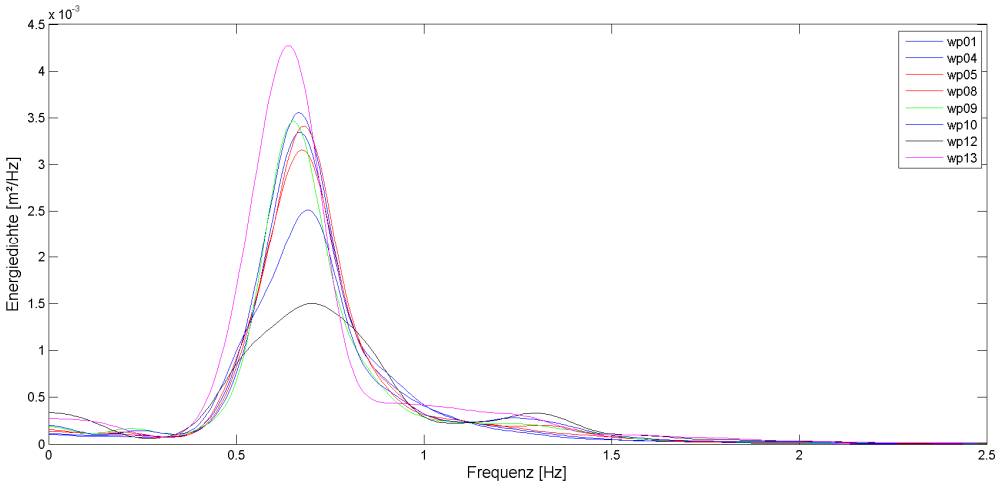


Abb. 5.13: Energiedichtespektren der Wellenpegel 1 bis 13 (Versuch 15080301)

Nachfolgend werden für die Geometrie N09sg bei HHThw WP09 bis WP13 als Randbedingung angesetzt. Der berechnete Wellenüberlauf wird mit dem gemessenen verglichen (Abb. 5.14).

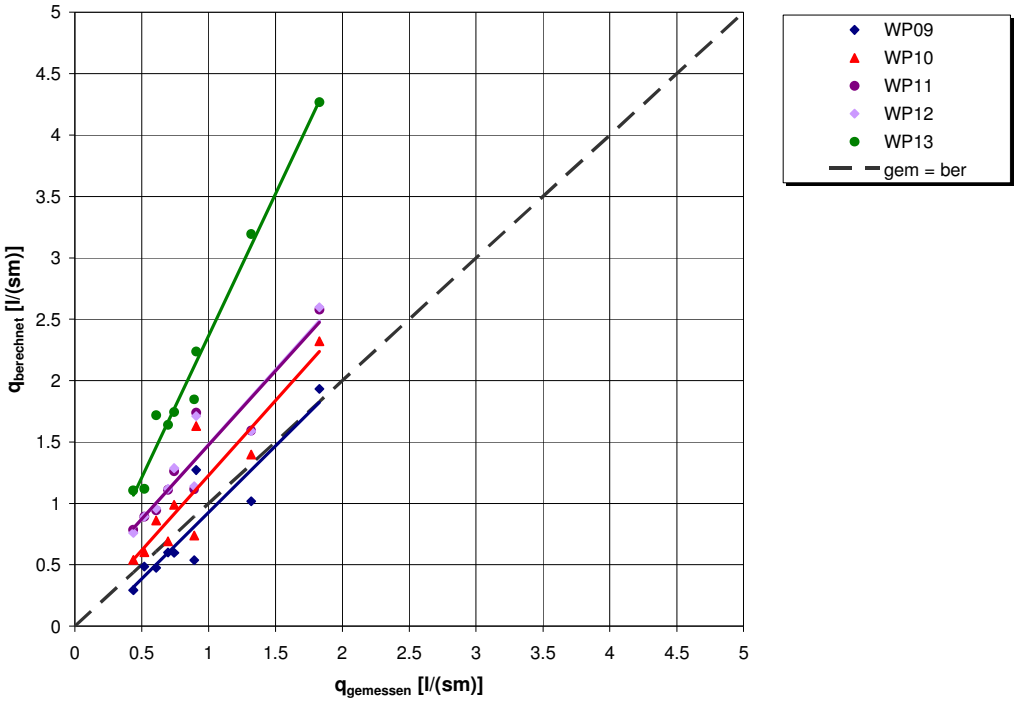


Abb. 5.14: Vergleich der verschiedenen Wellenpegel als seeseitige Randbedingung (für N09sg mit HHThw)

Der berechnete Wellenüberlauf sinkt mit zunehmendem Abstand der seeseitigen Randbedingung zum Bauwerk. Die Ergebnisse aus der Wasserspiegelauslenkung von WP13 zeigen eine deutliche Überschätzung. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus den anderen Wellenpegeln kommen die höheren Werte nicht allein aus der näher am Bauwerksfuß liegenden Randbedingung, sondern durch die stark wirkende Reflexion, die sich im Wellenpegelsignal als zusätzliche Energie widerspiegelt (Abb.

5.13). WP09 bis WP12 zeigen einen konstanten Anstieg der Regressionsgeraden, es können demnach alle Wellenpegel als Randbedingung benutzt werden. Hiervon liegt WP12 dem Bauwerk am nächsten und wird nachfolgend für die Untersuchung als seeseitige Randbedingung hinzugezogen.

Die Auswertung der gemessenen Wellenüberlaufraten erfolgte durch das LWI und wird dem zugehörigen Bericht (Kortenhaus et al., 2004) entnommen. Weiterhin kann diesem Bericht entnommen werden, welches Zeitfenster zur Auswertung herangezogen wurde. Modelliert wurde die gesamte Zeitreihe, die auch im Wellenkanal eingesteuert wurde. Ausgewertet wurde der Referenzzeitraum, der vom LWI für die Überlaufberechnung herangezogen wurde.

Zwischen Berechnung und Messung ist ein sehr enger Zusammenhang gegeben, was die enge Punktewolke zeigt (Abb. 5.15). Im Allgemeinen ist eine leichte Überschätzung des Wellenüberlaufs erkennbar, dadurch wird die Streuung bezogen auf die Referenzlinie größer. Die Überschätzung ist aber so gering, dass die Berechnungen zu unwirtschaftlichen Dimensionierungen der Bauwerke führen würden.

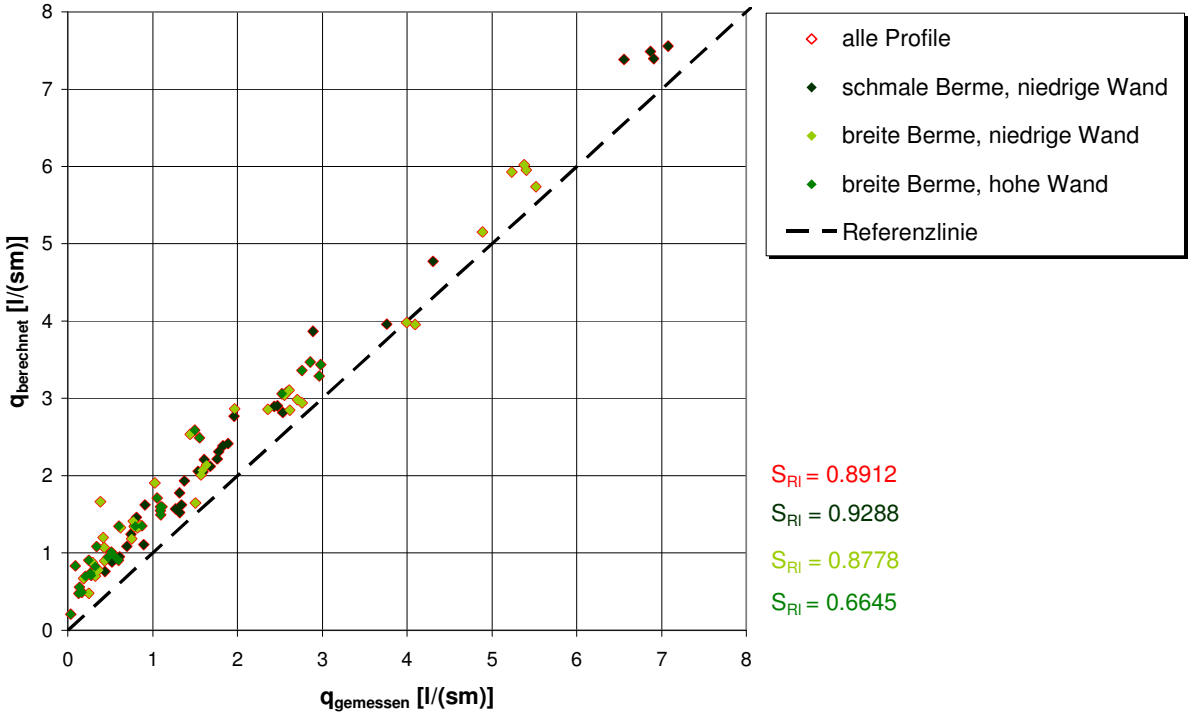


Abb. 5.15: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

5.3.4 Empirische Berechnungsansätze

5.3.4.1 Modifizierter Ansatz nach Owen

Anhand der Modellversuche wurde für dieses Deckwerk eine empirische Gleichung basierend auf dem Ansatz von Owen (1980) entwickelt (Kortenhaus et al., 2004).

$$q = 0{,}0081 \cdot g \cdot H_{m0} \cdot T_{m-1,0} \cdot e^{\left(-45{,}447 \frac{R_c}{T_{m-1,0}\sqrt{g \cdot H_{m0}}}\right)} \quad \left[\frac{m^3}{s\,m}\right] \qquad \text{Gl. 5.4}$$

Die empirischen Koeffizienten Q_0 = 0,0081 und b = -45,447 ergeben sich aus der Regressionsanalyse der Messdaten des Deckwerks selbst. Die Gleichung berechnet die Wellenüberlaufrate zuverlässig und mit sehr guter Übereinstimmung zu den Messdaten (Abb. 5.16). Jedoch ist diese Formel speziell für diesen Fall angepasst und auf andere Gegebenheiten nicht übertragbar. Insbesondere weil die komplexe Geometrie in der Gleichung nicht berücksichtigt wird. Es fließen weder die Neigung noch die Berme oder die Wand in die Berechnungen mit ein. Auch mit den eingesteuerten Seegangsparametern ist nur eine geringe Bandbreite des Seegangs abgedeckt, so dass keine Übertragbarkeit auf andere Küstenabschnitte gegeben ist.

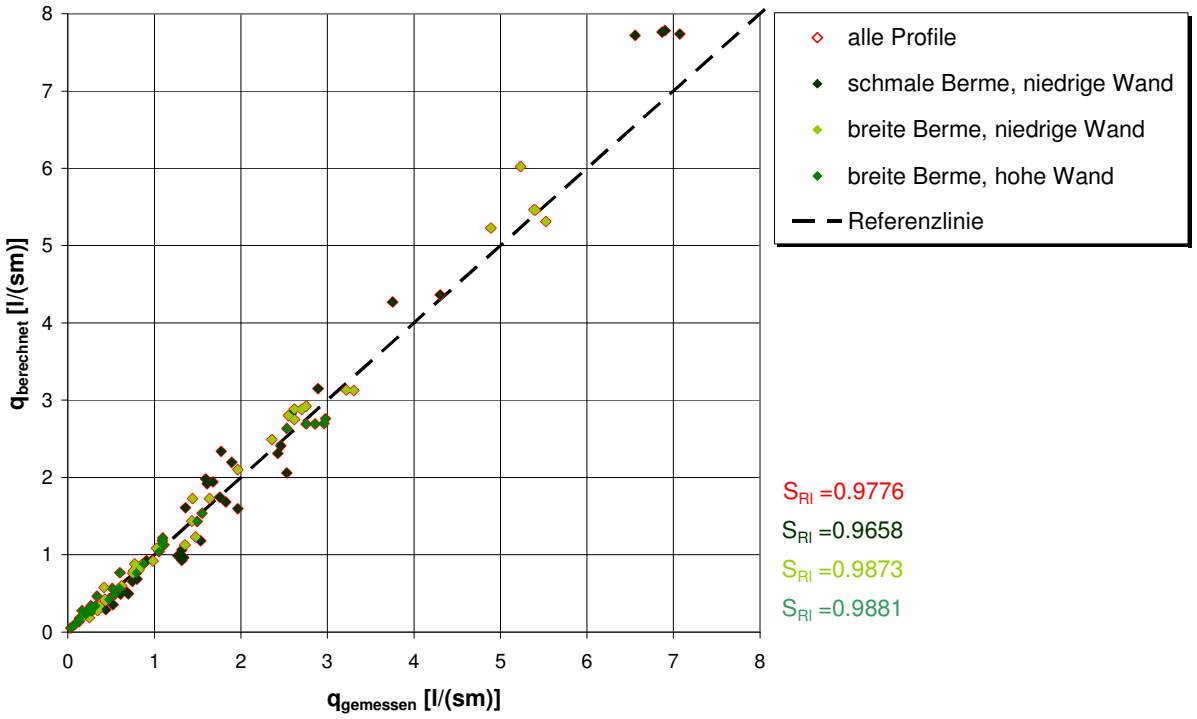


Abb. 5.16: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz nach Owen berechneten Wellenüberlaufraten

5.3.4.2 Anwendung des Eurotop-Manuals (2007) bzw. PC-Overtopping

Die Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) beinhalten empirische Beiwerte, die den Einfluss komplexer Bauwerke berücksichtigen (Gl. 3.6 und Gl. 3.7) sollen, auch Bermen, Wände und unterschiedliche Rauigkeitsabschnitte können berücksichtigt werden.

Per Definition des Eurotop-Manuals (2007) liegt bei einer Neigung zwischen 1:1 und 1:8 eine Böschung vor. Eine Berme beginnt bei 1:15 und reicht bis zur Horizontalen.

Wände sind von 1:1 bis senkrecht definiert. Da die Wandelbahn eine Neigung von 1:12 aufweist, kann hier laut Definition weder von einer Böschung noch von einer Berme sprechen gesprochen werden. Demnach ist es erforderlich beide Varianten zu berechnen und anschließend zwischen den Ergebnissen nach folgender Gleichung zu interpolieren (Abb. 5.17 und Abb. 5.18):

$$q = q_{Berme} + \frac{(q_{Böschung} - q_{Berme})}{(1/8 - 1/15)} \cdot (1/n - 1/15) \qquad \text{Gl. 5.5}$$

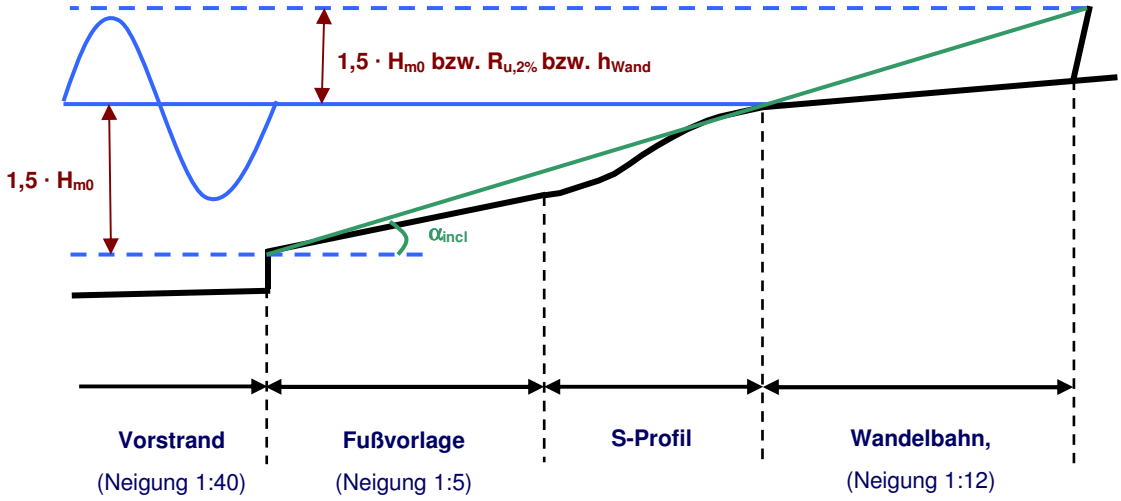


Abb. 5.17: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Böschung

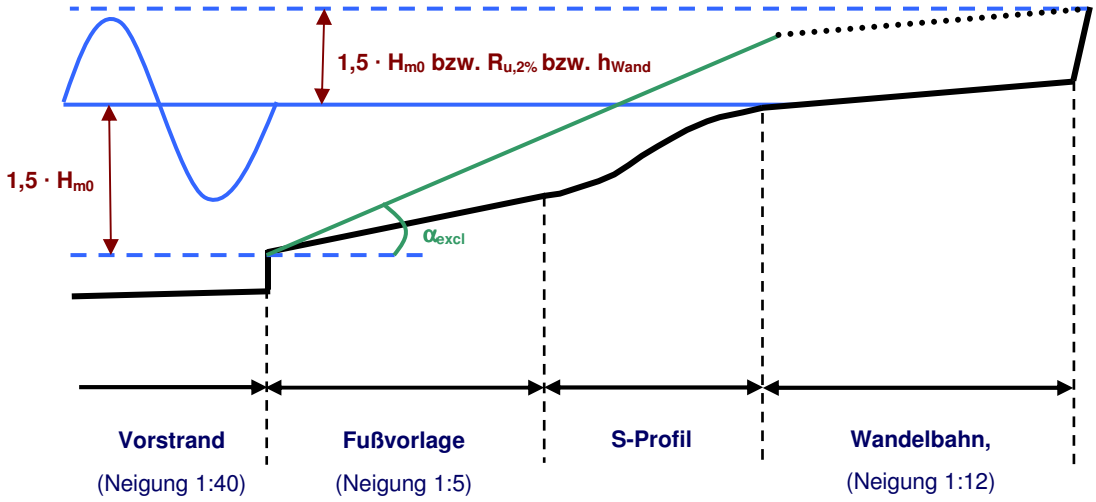


Abb. 5.18: Äquivalente Deichneigung für Wandelbahn = Berme

Der empirische Beiwert für die Rauigkeit γ_f für Beton ist 1. Der Einfluss der Wellenangriffsrichtung ist ebenfalls 1, da im Wellenkanal ein Wellenangriffswinkel von 0°

angenommen werden kann. Der Einfluss der Wand wird nach folgender Gleichung bestimmt:

$$\gamma_v = 1{,}35 - 0{,}0078 \cdot \alpha_{Wand} \qquad \text{Gl. 5.6}$$

Diese Gleichung beruht auf vergleichsweise wenigen Versuchsdaten und ist nicht verifiziert falls die äquivalente Deichneigung (ohne Berme) bis zum Wandfuß kleiner 1:2,5 bzw. größer 1:3,5 ist. Diese Definition ist bei dem ersten Berechnungsdurchgang (Wandelbahn = Böschung) nie erfüllt, beim zweiten Durchgang (Wandelbahn = Berme) erfüllen 92 % der Versuche diese Bedingung. Außerdem sollten alle Bermen zusammen nicht breiter als das dreifache der Wellenhöhe sein. Dies ist im zweiten Durchgang bei 93 % der Versuche erfüllt, im ersten Durchgang natürlich immer. Der Wandfuß sollte zwischen dem 1,2-fachen der Wellenhöhe oberhalb und unterhalb des RWS liegen (immer erfüllt) und nicht niedriger als das 0,5-fache (erfüllt in 40% der Versuche) aber auch nicht größer als das 3-fache der Wellenhöhe sein (immer erfüllt).

Der Einfluss der Berme wird folgenderweise berücksichtigt:

$$\gamma_b = 1 - r_B\,(1 - r_{db})$$
$$0{,}6 \le \gamma_b \le 1{,}0 \qquad \text{Gl. 5.7}$$

mit:

$$r_B = \frac{B}{L_{Berme}} \qquad \text{Gl. 5.8}$$

und:

$$r_{db} = 0{,}5 - 0{,}5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{R_{u2\%}}\right) \quad \text{Berme oberhalb RWS}$$
$$r_{db} = 0{,}5 - 0{,}5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{2 \cdot H_{m0}}\right) \quad \text{Berme unterhalb RWS} \qquad \text{Gl. 5.9}$$

Die Bermenbreite B bezieht sich auf eine äquivalente horizontale Bermenbreite (Abb. 5.19). Der obere und untere Teil der Böschung werden auf die durch die Mitte der Berme gehende Horizontale verlängert. Dadurch ergibt sich die Einflussbreite der Berme. Für den Fall Norderney ist aus dem Eurotop-Manual (2007) nicht herleitbar, wie die äquivalente Böschung unterhalb der Berme zu berechnen ist. Dem Anschein nach wird sie unabhängig von der Wellenhöhe ermittelt. Hier wird die Neigung aus Fußvorlage und S-Profil gemittelt. Der Parameter d_b ist der vertikale Abstand zwischen der Bermenmitte und dem RWS.

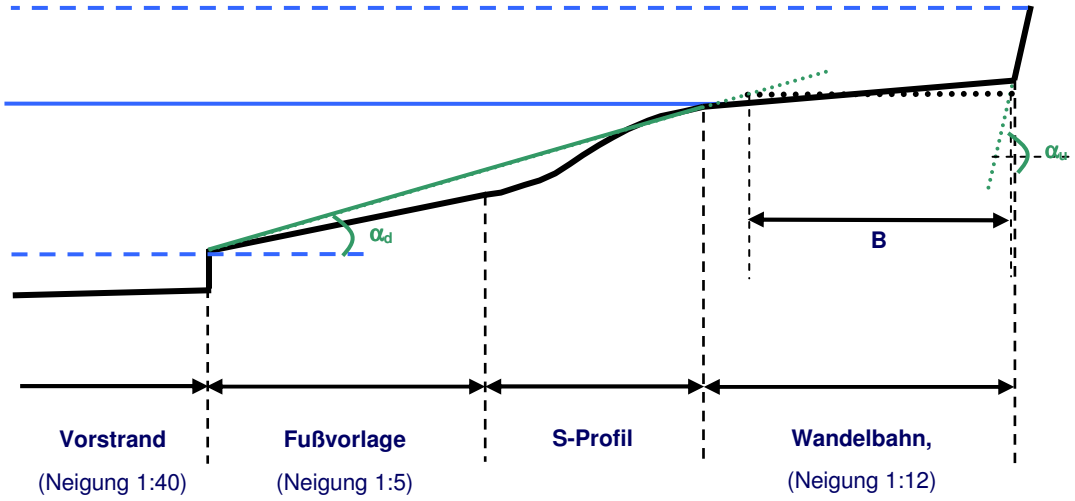


Abb. 5.19: Definition der horizontalen Bermenbreite

Die im Ansatz zu berücksichtigende Länge der Berme L_{Berme} ist eine Modifikation der eigentlichen Bermenbreite B, die wiederum in Abhängigkeit von der Wellenhöhe zu ermitteln ist (Abb. 5.20). Dabei wird unterstellt, dass die Bauwerkshöhe stets hinreichend ist, damit der für die Ermittlung der Bermenlänge L_{Berme} erforderliche Höhenbereich nicht überschritten wird.

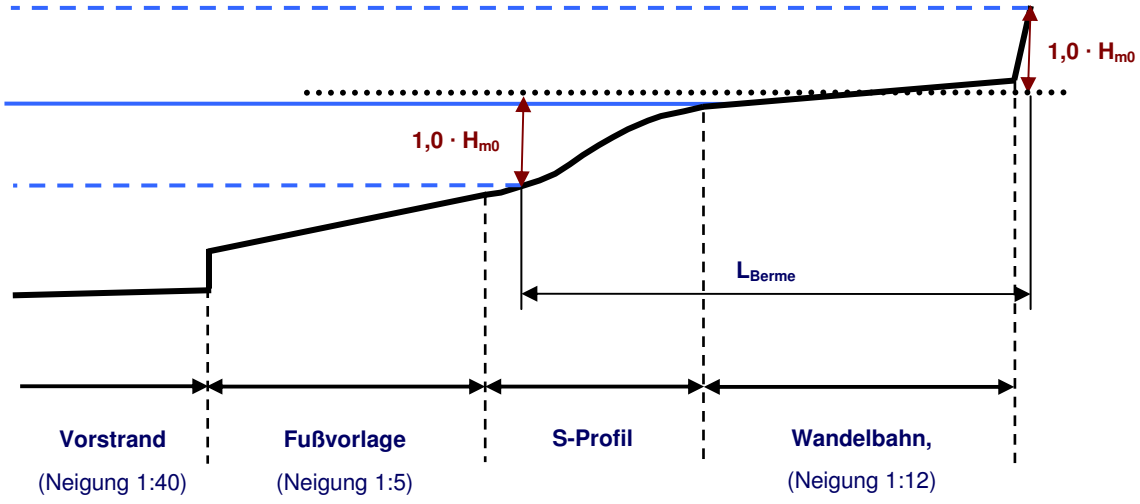


Abb. 5.20: Definition der Einflussbreite der Berme

Befindet sich die Berme oberhalb des RWS, muss die Auflaufhöhe bzw. der Freibord für die Berechnung des Bermenfaktors herangezogen werden:

$$R_{u,2\%} = 1{,}65 \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \qquad \text{Gl. 5.10}$$

mit einem Maximum von:

$$R_{u,2\%} = 1{,}00 \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4{,}0 - \frac{1{,}5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \qquad \text{Gl. 5.11}$$

Ist der Freibord niedriger als die Auflaufhöhe, kann der Bermenfaktor unmittelbar aus dem Freibord ermittelt werden. D.h. unabhängig vom Überschreiten des Freibords durch den Auflauf und daraus resultierender unterschiedlicher Überlaufmengen ist der Bermenfaktor immer unverändert.

Die Ermittlung der Auflaufhöhe ist mit einer komplizierten Iteration verbunden, da für die Auflaufhöhe der Bermenfaktor bestimmt werden muss, der wiederum die Auflaufhöhe für die Berechnung braucht. Den größten abmindernden Effekt hat per Festlegung (Gl. 5.7) eine Berme mit einem Bermenfaktor von γ_b = 0,6. Die Daten der Versuche weisen aber aus, dass alle gemessenen Auflaufhöhen kleiner als das Freibord sind. Daher ist per Definition das Freibord maßgebend für die Berechnung des Bermenfaktors.

Die Berechnungen zeigen, dass sich deutliche Unterschiede der Ergebnisqualität für die drei unterschiedlichen Profile ergeben (Abb. 5.21). Für das Profil mit der breiten Berme und der niedrigen Wand sind liegen die Berechnungsergebnisse mit einer geringen Streuung um die Referenzlinie. Die Ergebnisse zu den beiden anderen Profile streuen jedoch sehr stark und im Allgemeinen ist eine deutliche Überschätzung der erkennbar.

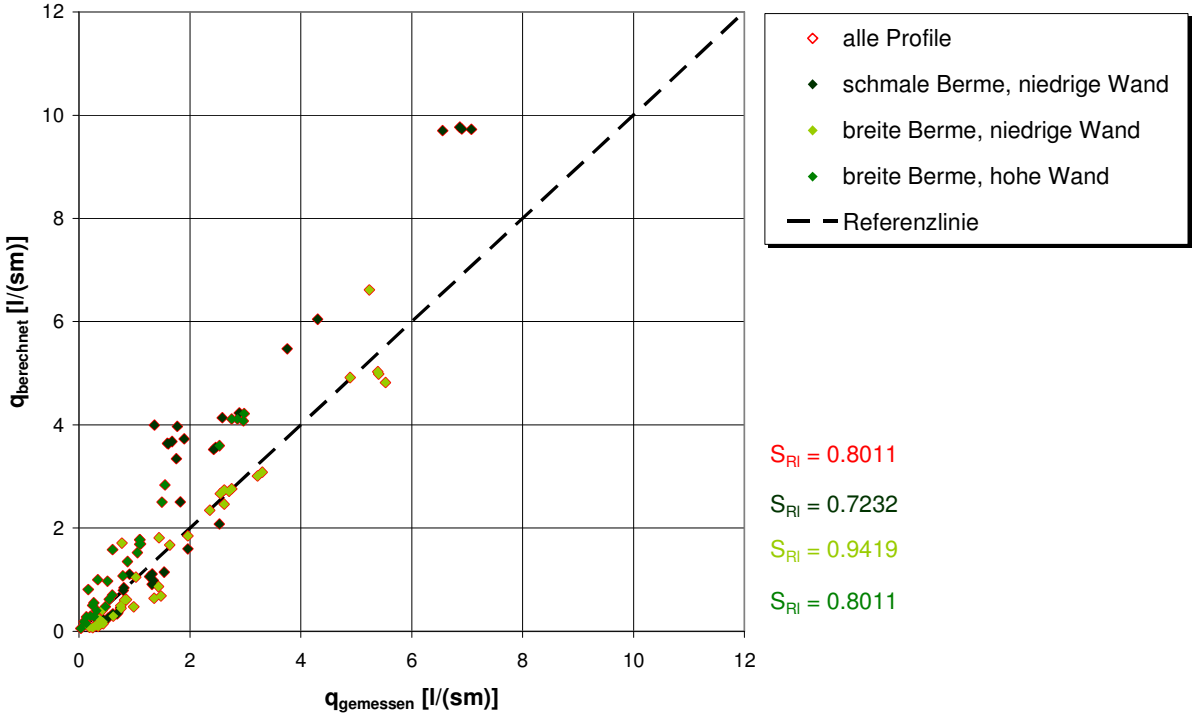


Abb. 5.21: Vergleich der gemessenen mit der nach dem Eurotop-Manual (2007) berechneten Wellenüberlaufraten

Die Berechnungen nach dem Eurotop-Manual (2007) sind - verglichen mit dem modifizierten Ansatz nach Owen und dem mathematischen Modell - eindeutig von unzureichender Qualität. Für derart stark gegliederte Querschnitte wie am Norderneyer Weststrand besitzt der empirische Ansatz offenbar keinen hinreichenden Hintergrund an Datenvariationen. Speziell die Berechnung des Beiwerts für den Einfluss der Wand beruht auf wenigen Vergleichsdaten.

Das Programm PC-Overtopping benutzt dieselben Grundgleichungen zur Berechnung des Wellenüberlaufs wie das Eurotop-Manual (2007). Jedoch sind die Gleichungen zur Berechnung der Einflussfaktoren für die unterschiedlichen Bauwerksabschnitte offensichtlich anders. So ist es bei PC-Overtopping nicht möglich die Wand auf der Krone einzugeben, Neigungen dürfen nicht steiler als 1:1 sein. Wie das Programm die äquivalenten Neigungen ermittelt und die Berme berücksichtigt, kann anhand der Ergebnisse nicht nachvollzogen werden; Unterschiede zum Eurotop-Manual (2007) sind jedoch deutlich erkennbar (Abb. 5.22).

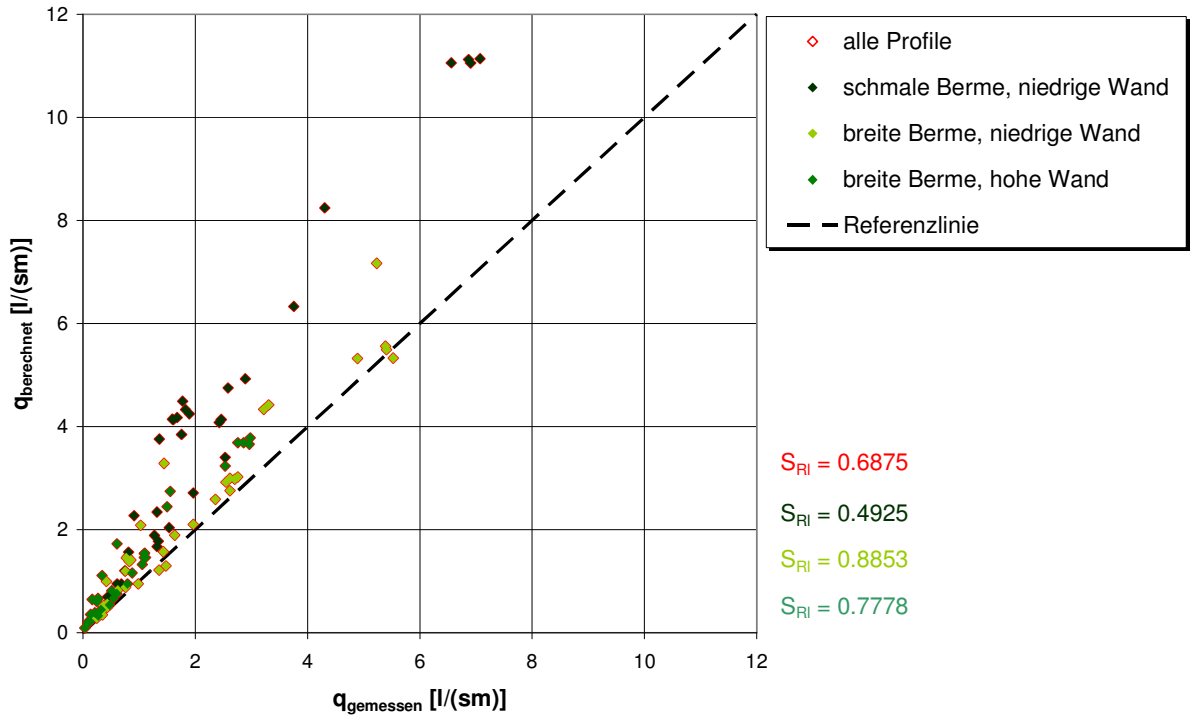


Abb. 5.22: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlaufraten

Die besten Ergebnisse liegen auch hier für das Profil mit der breiten Berme und der niedrigen Wand vor. Es ist eine leichte Überschätzung der Wellenüberläufe vorhanden, die aber nicht zu unwirtschaftlichen Dimensionen führt. Jedoch liegen mehr Ausreißer als bei den Berechnungen nach Eurotop-Manual (2007) vor, wodurch die Streuung um die Referenzlinie stark zunimmt. Die mittleren Wellenüberlaufraten der anderen Profile werden sehr stark überschätzt. Eine Bemessung auf der Grundlage von PC-Overtopping würde für diese Profile zu unwirtschaftlicher Überdimensionie-

rung führen. Die Maße für Streuung um die Winkelhalbierende sind bei PC-Overtopping noch stärker als bei der Berechnung mit dem Eurotop-Manual (2007).

5.3.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Das Neuronale Netz NN_Overtopping ist auf eine Vielzahl spezieller Profile festgelegt, in dessen Liste das Profil für den Norderneyer Weststrand nicht zu finden ist. Das liegt mehr an dem S-Profil als am komplexen Aufbau des Deckwerks. Für unterschiedliche Neigungsabschnitte mit anschließender Kronenmauer ist NN_Overtopping verifiziert (Abb. 5.23) und wird daher an dieser Stelle auf seine Anwendbarkeit für die Profile vom Norderneyer Weststrand getestet.

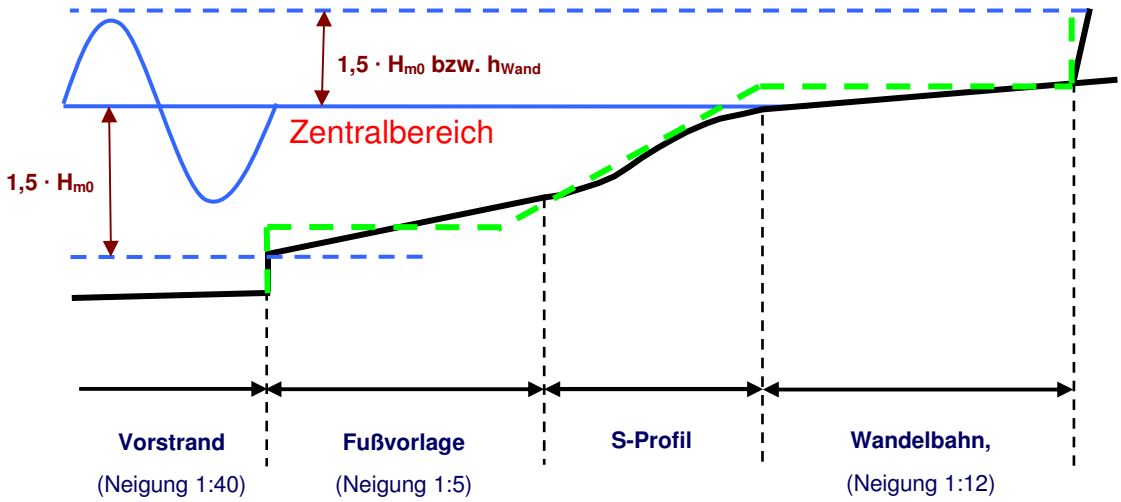


Abb. 5.23: Profil Norderney Weststrand und verifiziertes Profil für NN_Overtopping (grün)

Das Bauwerk und besonders das S-Profil kann im Neuronalen Netz nicht exakt eingegeben werden, stattdessen wird mit äquivalenten Neigungen gerechnet, wie in den empirischen Ansätzen. Ähnlich wie bei der Definition nach Eurotop-Manual (2007) wird das Bauwerk in Bereiche eingeteilt. Der Zentralbereich liegt zwischen $1{,}5 \cdot H_{m0}$ oberhalb und unterhalb des RWS. Dieses spielt für die Definition der Berme eine besondere Rolle. Liegt die Berme unterhalb des Zentralbereichs wird sie als Bauwerksfuß deklariert, liegt sie oberhalb des Bereichs wird sie zur Bauwerkskrone.

Der Vergleich von gemessenen und berechneten Wellenüberlaufraten zeigt, dass NN_Overtopping für dieses Profil nicht geeignet ist. Die Unterschätzung ist gravierend (Abb. 5.24). Das Bauwerk kann nicht eindeutig beschrieben werden. Welche CLASH-Datensätze für die Berechnung herangezogen werden, kann nicht nachvollzogen werden, auf jeden Fall können diese Datensätze die Situation am Norderneyer Weststrand nicht wiedergeben.

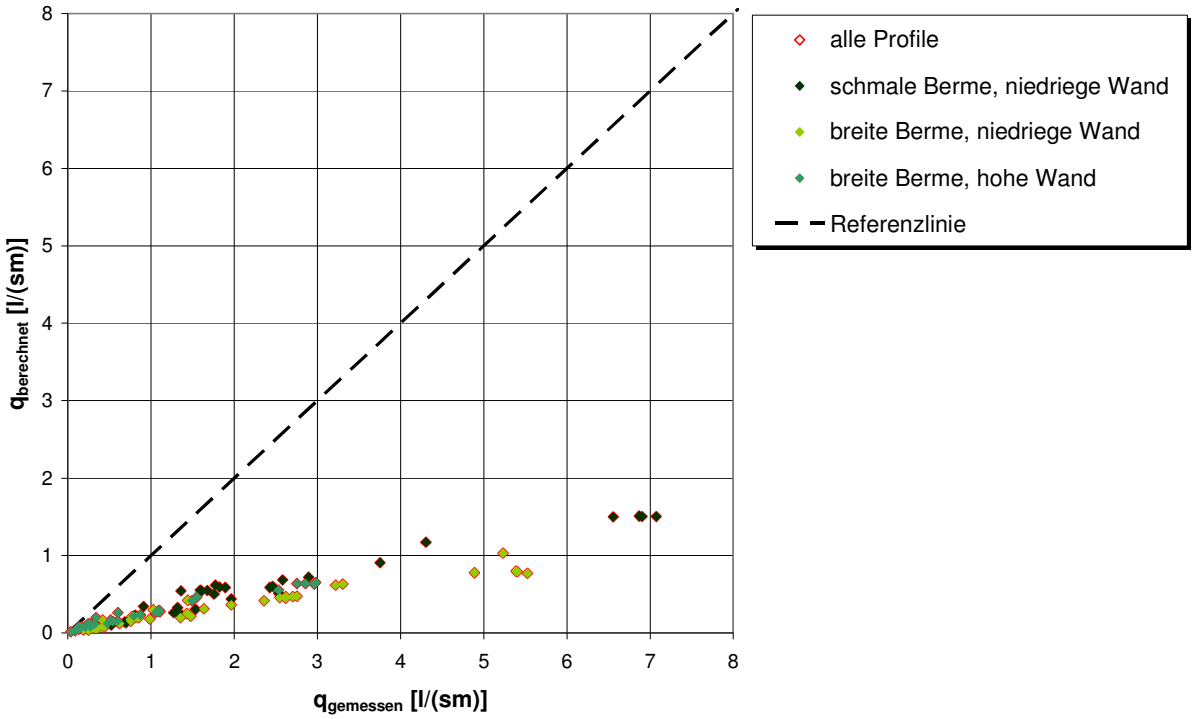


Abb. 5.24: Vergleich der gemessenen mit den nach NN_Overtopping berechneten Wellenüberlaufraten

5.3.5 Zusammenfassung und Vergleich

Die Deckwerke der Ostfriesischen Inseln weisen stark gegliederte Querschnitte auf, für die deutlich Grenzen empirischer Berechnungsansätze für Wellenüberlauf aufgezeigt wurden. Das im Wellenkanal des LWI getestete Deckwerk am Norderneyer Weststrand ist mit unterschiedlichen Neigungsabschnitten, dem S-Profil und der abschließenden Strandmauer sehr komplex.

Die Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) können theoretisch auf alle erdenklichen Querschnitte angewendet werden, da über empirische Beiwerte der Einfluss unterschiedlicher Bauwerksabschnitte bestimmt werden kann. Das S-Profil muss jedoch durch eine äquivalente Neigung ersetzt werden, das vermutlich die starke Überschätzung der tatsächlichen Wellenüberlaufraten herbeiführt. Das Programm PC-Overtopping liefert noch höhere Wellenüberlaufraten als das Eurotop-Manual (2007), obwohl die Grundgleichungen identisch sind. Da es nicht möglich ist Neigungen steiler als 1:1 einzugeben, scheint der empirische Beiwert für den Einfluss der Wand nicht implementiert zu sein, was vermutlich zu den höheren Wellenüberlaufraten führt. Das Neuronale Netz liefert hier die schlechtesten Ergebnisse. Die Unterschätzung des tatsächlichen Wellenüberlaufs ist so gravierend, dass im Falle einer Bemessung über diesen Ansatz bei der Bemessungssturmflut verheerende Überschwemmungen eintreten werden. Per Definition kann der Wellenüberlauf auch an stark gegliederten mit dem Programm zuverlässig ermittelt werden, aber bei einer Abweichung von den im Eurotop-Manual (2007) oder auf der zugehörigen Homepa-

ge dargestellten Profilen, sollte das Programm auf keinen Fall für eine Bemessung herangezogen werden.

Die empirischen Beiwerte des modifizierten Ansatzes nach Owen sind speziell auf die Geometrie und die hier vorliegenden Seegangsbedingungen angepasst und auf keinen Fall auf andere Bauwerke anwendbar (Abb. 5.25). Das wird hier am Beispiel des anschließenden Profils am Norderneyer Nordstrand gezeigt. Das Deckwerk hat ebenfalls das für Norderney typische S-Profil, ist aber breiter und hat keine senkrechte Wand. Außerdem sind auf einem Abschnitt Rauigkeitselemente angeordnet und die im GWK getesteten Seegangsspektren unterscheiden sich von denen, die das LWI für das Profil am Weststrand gefahren hat. Abgesehen vom Seegang kann die Gleichung die Unterschiede nicht erfassen, da keine Geometrieparameter enthalten sind. Es ist eine gravierende Überschätzung des tatsächlichen Wellenüberlaufs erkennbar, was sich im Maß für die Streuung um die Referenzlinie von unter 56 % widerspiegelt.

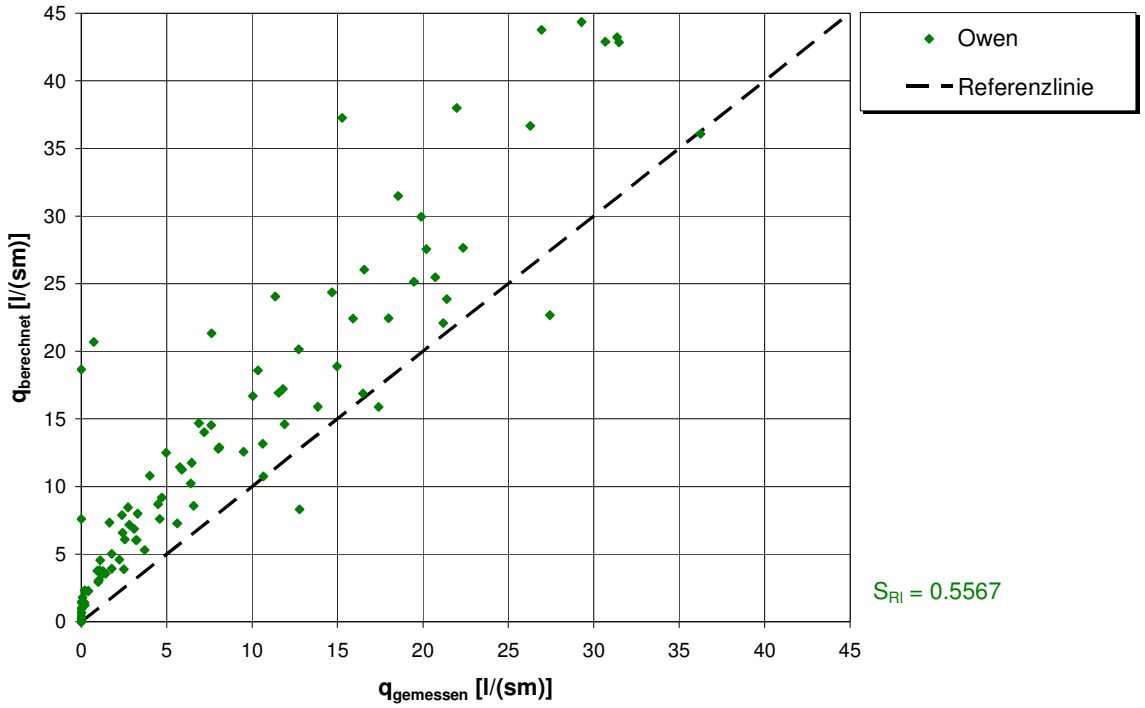


Abb. 5.25: Anwendung des modifizierten Ansatzes nach Owen auf das Profil vom Norderneyer Nordstrand

Im Gegensatz zu den anderen hier gezeigten Verfahren ist das mathematische Modell OTT-1D als einziges in der Lage, die exakte Geometrie zu berücksichtigen, wodurch eine gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen mittleren Wellenüberlaufraten erreicht wird (Abb. 5.15). Es ist zwar eine leichte Überschätzung des Wellenüberlaufs erkennbar, aber der ist so gering, dass bei einer Bemessung keine unwirtschaftliche Überdimensionierung zu erwarteten ist. Insofern zeigt sich, dass im mathematischen Modell OTT-1D auch für stark gegliederte komplexe Bau-

werksstrukturen hinreichende physikalische Gesetzmäßigkeiten einbezogen worden sind und seine Anwendung in deren Bemessungspraxis sowohl hinreichende Sicherheit gewährleistet und gleichzeitig die Wirtschaftlichkeit optimiert.

5.4 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Baltrum Weststrand

5.4.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Für die Verstärkung des Deckwerks am Westkopf von Baltrum wurden kleinmaßstäbliche, hydraulische Modellversuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig gefahren. Neben den Ist-Zuständen des Nord- und Weststrandes (Abb. 5.26) wurden auch mögliche Ausbauprofile getestet.

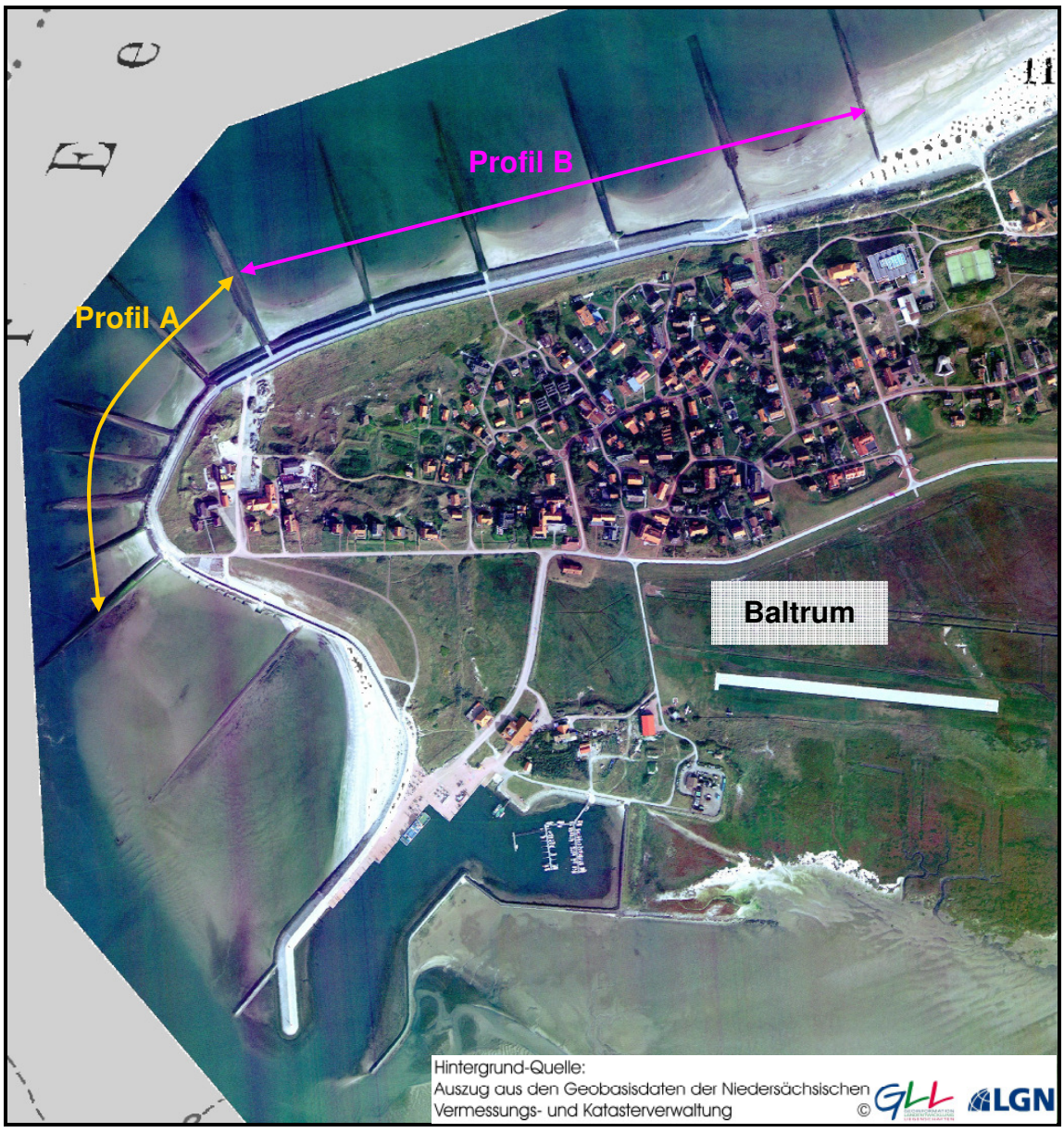


Abb. 5.26: Lage der untersuchten Profile am Westkopf Baltrums

Für die mathematische Modellierung im Projekt INTBEM wurden vom LWI die Daten der hydraulischen Versuche für Profil A zur Verfügung gestellt. Dabei handelt es sich um das komplexere der beiden IST-Profile. Profil B am Nordstrand besteht aus einer 1:4 geneigten Böschung, an die eine 10,5 m breite Berme anschließt. Es folgt eine 1,70 m hohe Hochwasserschutzwand, die den Abschluss des Profils bildet.
Das Schutzwerk am Weststrand besteht aus mehreren Abschnitten (Abb. 5.27). Es beginnt seeseitig mit einer 1:4 Neigung an die nach 5,1 m eine 1:10 Neigung anschließt. Dieser Bereich wird durch eine 50 cm dicke Schotterschicht und durch 35 cm hohes Basaltsäulenpflaster gesichert. Danach beginnt das aus Beton bestehende S-Profil, welches in eine 6,8 m breite Berme aus Betonplatten mündet. Auf die Berme folgt die erste Schutzwand von 0,8 m Höhe. Den Abschluss bildet ein waagerechter Abschnitt von 3 m Breite an dem eine zweite Sturmflutschutzwand mit einer Höhe von 1,0 m anschließt.

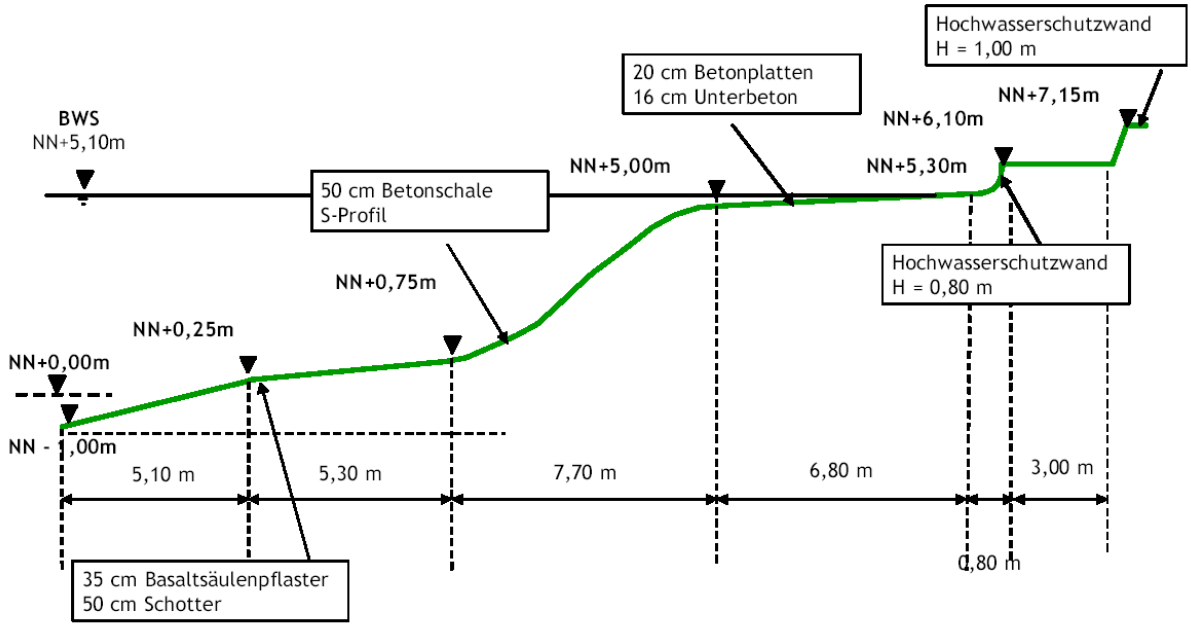


Abb. 5.27: Modellprofil für den Ist-Zustand am Weststrand (Oumeraci et al., 2008)

Die Modelle wurden im Maßstab 1:10 in den Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts eingebaut. Er misst eine Länge von 90 m, eine Breite von 2 m und eine Tiefe von 1,25 m. Der Vorstrand, die Böschungen und das S-Profil bestehen aus auf Sand eingebettetem Estrich. Die Wände sind aus Stahlblechen gefertigt. Somit ist der gesamte Aufbau als hydraulisch glatt anzusehen.

Die Wasserspiegelauslenkungen werden mit 8 Wellenpegeln erfasst (Abb. 5.28). Zur Bestimmung der Druckbeanspruchung sind auf dem S-Profil 4 Druckmessdosen befestigt. Die untere Strandmauer ist mit 2 DMDs ausgerüstet und die obere mit 3. Für das Profil A sind keine Auflaufpegel vorgesehen. Das überlaufende Wasser wird wie bei den Untersuchungen zum Norderneyer Weststrand durch eine Rinne und ein Rohrleitung in den Überlaufbehälter geleitet.



Abb. 5.28: Anordnung der Wellenpegel im Wellenkanal

5.4.2 Versuchsprogramm

Für den untersuchten Bereich wurden an 49 Profilen in jeweils 30 m, 60 m, 100 m und 150 m Abstand vom Deckwerk für die Topographien von 19988/89 und 2001 Seegangsspektren mit dem Model SWAN von der FSK ermittelt (Kaiser & Niemeyer, 2006 [1)]). Für das Schutzwerk am Weststrand gelten die Profile 31 bis 44 (Abb. 5.29). Vom LWI wurden die beiden äußeren Seegangsspektren 31 und 44 für die Modellversuche ausgewählt.

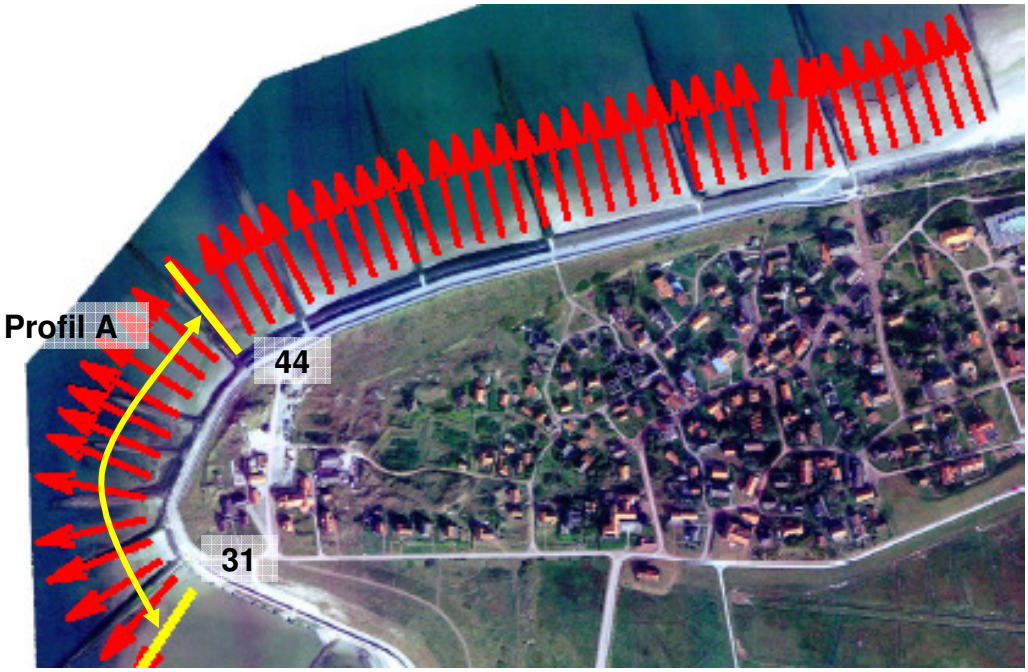


Abb. 5.29: verfügbare Seegangsspektren (Kaiser & Niemeyer, 2006)

Es wurden 4 Wasserstände untersucht. Zum einen der Bemessungswasserstand von NN + 5,10 m und drei weitere Wasserstände, die als Vergleich zu den Untersuchungen zum Norderneyer Weststrand dienen (Oumeraci et al., 2008). Für die kleinmaß-

[1)] Durch die Erhöhung der Sicherheitsreserve im Bemessungswasserstand im Jahre 2007 ersetzen die Berechnungen in Kaiser & Niemeyer, 2008 das Gutachten von 2006. Für die hydraulischen Modellversuche (2005) bilden die Daten aus Kaiser & Niemeyer, 2006 die Grundlage

stäblichen Versuche müssen die Wasserstände im Maßstab 1:10 umgerechnet werden (Tab. 5.3).

Tab. 5.3: Wasserstände Natur - Modell

Wasserstand Natur	Wasserstand Bauwerksfuß
5,10 mNN	0,610 m
4,50 mNN	0,550 m
4,12 mNN	0,512 m
3,80 mNN	0,480 m

5.4.3 Mathematische Modellierung

Die mathematische Modellierung erfolgt wie bei den Untersuchungen zum Norderneyer Deckwerk; das hydraulische Modell wird exakt nachgebildet. Damit das überlaufende Wasser abfließen kann, wird im mathematischen Modell eine Böschung an die Krone angeschlossen. Das physikalische Modell besteht aus glattem Estrich bzw. Stahlwänden, das entspricht im mathematischen Modell einem Rauhigkeitsfaktor von 0,01 über den gesamten Querschnitt.

Für die räumliche Diskretisierung wird der in Abschnitt 4.5.4 empfohlene Wert im Maßstab 1:10 umgerechnet. Bei einer Auflösung von 0,01 m entstehen für das Baltrumer Deckwerk 631 Rechenknoten. Die zeitliche Diskretisierung wird zu 10 Hz bestimmt.

Die seeseitige Randbedingung kann für die mathematische Modellierung des Baltrumer Deckwerks nicht aus einem Wellenpegel ausgelesen werden. Der dem Bauwerk am nächsten liegende Wellenpegel ist 13,2 m vom Bauwerksfuß entfernt (Abb. 5.30). Das entspricht in der Natur einer Strecke von 132 m auf der steile und kurzperiodische Wellen von numerischer Dämpfung beeinflusst werden. Die Wellenüberlaufrate würde unterschätzt werden.

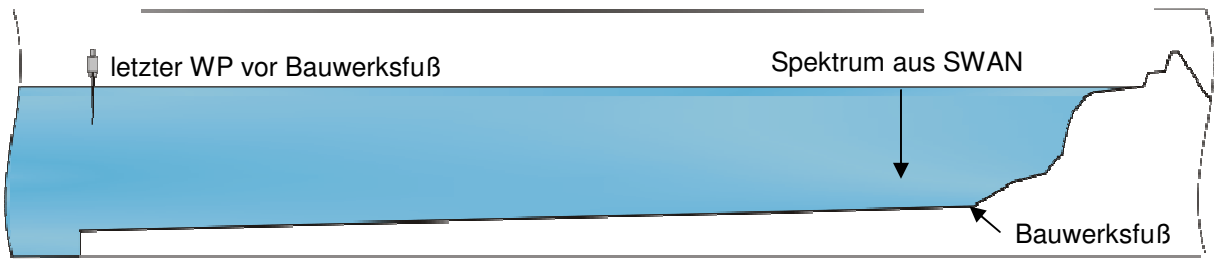


Abb. 5.30: mögliche Seegangsrandbedingungen

Die von der FSK ermittelten Seegangsspektren liegen auch in 30 m Entfernung (3 m im Modell) vom Deckwerk vor und können für die mathematische Modellierung ver-

wendet werden (Abb. 5.31). Die Spektren werden in den Modellmaßstab umgerechnet und in Form einer Zeitreihe in OTT-1D eingesteuert.

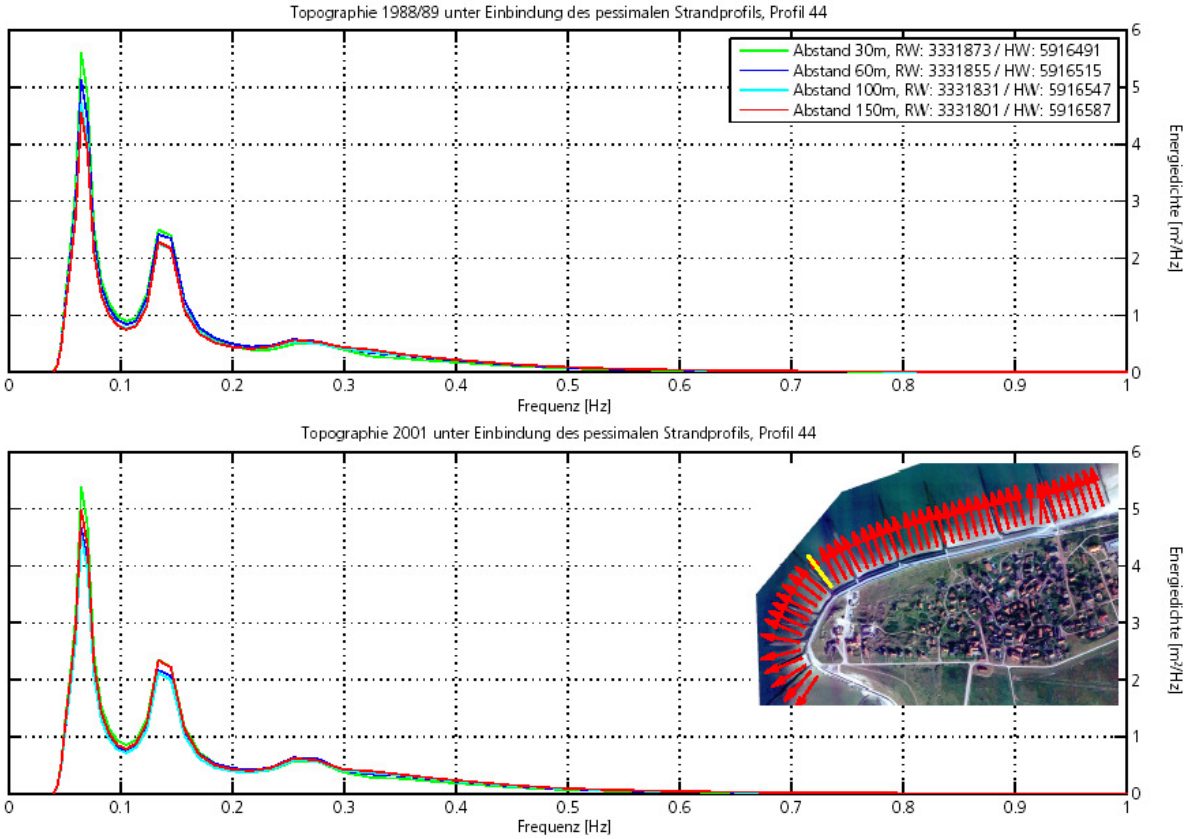


Abb. 5.31: Energiedichtespektren für Seegangsprofil 44 (Kaiser & Niemeyer, 2006)

Das entspricht der Vorgehensweise des LWI. Auch im Wellenkanal wurden aus den Energiedichtespektren des maßgebenden Falls (1988/89) Zeitreihen generiert und eingesteuert (Tab. 5.4). Bei dem Großteil der Versuche beträgt die Laufzeit ca. 10 Minuten, für die beiden höchsten Wasserstände wurden auch einige wenige Versuche mit einer Laufzeit von ca. 70 Minuten gefahren.

Tab. 5.4: Versuchsprogramm des LWI für Profil A (Oumeraci et al., 2008)

BWSt [mNN]	5,10		4,50		4,12		3,80	
Versuchsdauer	kurz	Lang	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang
Spektrum 31	5	2	5	3	5			
Spektrum 44	8	3	5	3	5		5	
kurz: ~ 100 Wellen lang: ~ 1000 Wellen								

In Anlage B1 wird gezeigt, dass bei gleichbleibendem Seegangsspektrum durch die Ausbildung unterschiedlicher Wellenzüge in einer Zeitreihe sowohl im hydraulischen als auch im mathematischen Modell Streuungen in der mittleren Wellenüberlaufrate

auftreten. Diese Streuungen sind nicht zu vermeiden, können aber mit einer ausreichend langen Laufzeit gemindert werden. Daher werden für OTT-1D für alle Wasserstände Zeitreihen von ~70 Minuten generiert (Tab. 5.5).

Tab. 5.5: Versuchsprogramm OTT-1D für Profil A

RWS [mNN]	5,10		4,50		4,12		3,80	
Versuchsdauer	kurz	Lang	kurz	lang	kurz	lang	kurz	lang
Spektrum 31		10		10		10		10
Spektrum 44		10		10		10		10
kurz: ~ 100 Wellen lang: ~ 1000 Wellen								

OTT-1D bietet die Möglichkeit sowohl Wellenpegelsignale, die einlaufenden und reflektierten Anteil des Seegangs beinhalten, als auch das einlaufende Wellensignal, dass beispielsweise aus einem Spektrum errechnet wird, einzusteuern. Hier wird letzteres benötigt.

Da die in OTT-1D eingesteuerte Randbedingung nicht aus einem Wellenpegelsignal ausgelesen, sondern aus dem vorher modellierten Seegangsspektrum (Kaiser & Niemeyer, 2006) erzeugt wurde, sollten die berechneten Wellenüberlaufraten nicht den gemessenen Daten unmittelbar in einem Regressionsdiagramm gegenübergestellt werden. Daher werden in Abhängigkeit vom Wasserstand zu jedem Spektrum die zugehörigen Ergebnisse aufgetragen (Abb. 5.32 und Abb. 5.33).

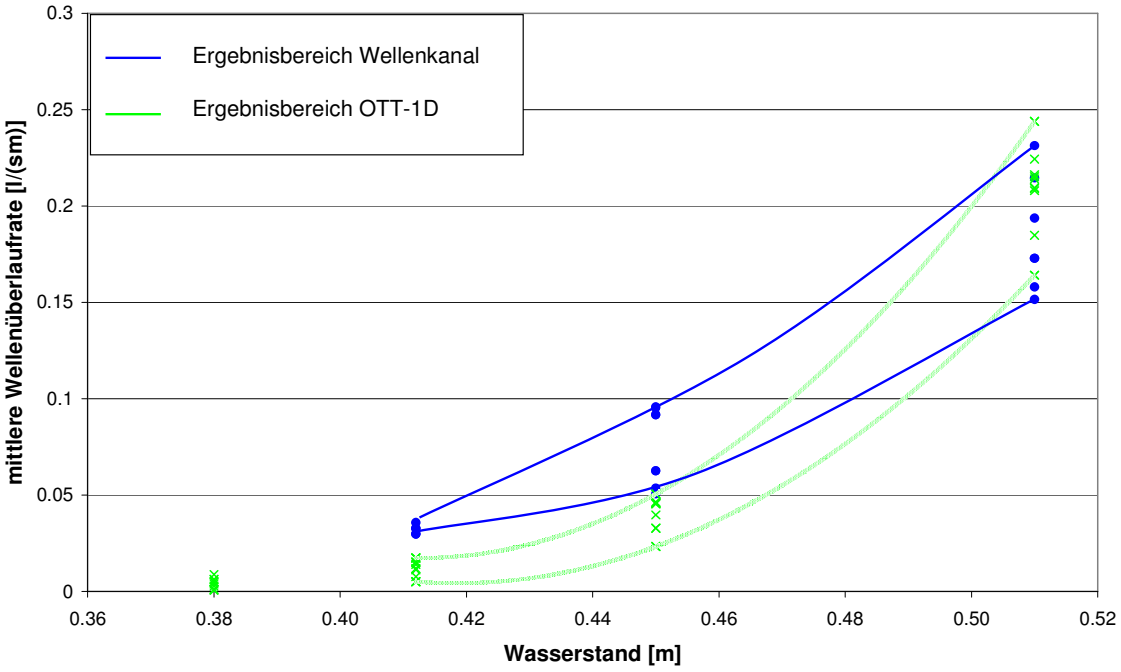


Abb. 5.32: Vergleich von berechneten und gemessen mittleren Wellenüberlaufraten für Seegangsspektrum 33

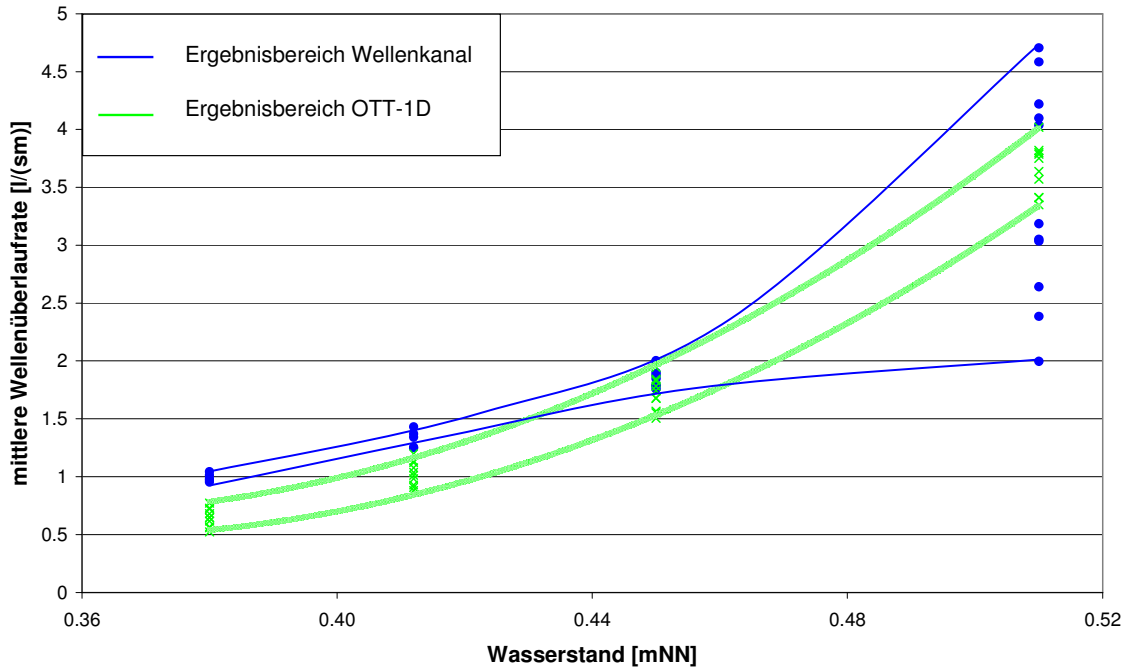


Abb. 5.33: Vergleich von berechneten und gemessen mittleren Wellenüberlaufraten für Seegangsspektrum 44

Es entstehen Streubreiten für die mittlere Wellenüberlaufrate, sowohl für das hydraulische als auch für das mathematische Modell, die in ihrer Größenordnung sehr gut übereinstimmen.

5.4.4 Empirische Berechnungsansätze

Die Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) berücksichtigen theoretisch alle denkbaren Böschungsquerschnitte (Gl. 3.6 und Gl. 3.7). Dieselben Gleichungen bilden die Grundlage des niederländischen Rechenprogramms PC-Overtopping. Es gibt Beiwerte für Bermen, Wände, Rauigkeiten und Wellenangriffsrichtung, jedoch stoßen die Ansätze im Fall detaillierter Betrachtung von sehr komplexen Profilen schnell an die Grenzen, um stark gegliederte Bauwerke über empirische Beiwerte hinreichend naturähnlich einzubeziehen. Bei dem Baltrumer Profil sind beispielsweise zwei Bermen im Einflussbereich der Welle. Dieser Fall ist im Eurotop-Manual (2007) nicht beschrieben und wird daher nach EAK (2002) ermittelt. Die Gleichungen nach EAK sind dem Eurotop-Manual sehr ähnlich. Die Gleichung für den Wandbeiwert beruht auf vergleichsweise wenigen Versuchsdaten und ist nicht verifiziert falls die äquivalente Deichneigung (ohne Berme) bis zum Wandfuß kleiner 1:2,5 bzw. größer 1:3,5 ist. Außerdem sollten alle Bermen zusammen nicht breiter als das dreifache der Wellenhöhe sein. Der Wandfuß sollte zwischen dem 1,2-fachen der Wellenhöhe oberhalb und unterhalb des RWS liegen und nicht niedriger als das 0,5-fache, aber auch nicht größer als das 3-fache der Wellenhöhe sein. Alle Bedingungen zusammen sind von keinem der Versuche erfüllt.

Strenggenommen ist das Verfahren aus dem Eurotop-Manual (2007) auf das Baltrumer Profil nicht anwendbar oder nur mit Bedenken als grobe Abschätzung anzusehen. PC-Overtopping hingegen, welches auf diesen Gleichungen basiert, berechnet die mittlere Wellenüberlaufrate ohne auf die Unsicherheiten hinzuweisen. Daher ist hier das Eurotop-Manual ebenfalls angewendet worden, um die Ergebnisse von PC-Overtopping einordnen zu können.

Bei allen Baltrumer Versuchen zum Profil A_IST ist q_{max} (Gl. 3.7) maßgebend. D. h. bei den Berechnungen fließen weder die Bermen noch die Wand ein, da diese nur in Gleichung 3.6 berücksichtigt werden. Die Geometrie ist allein durch eine äquivalente Deichneigung vertreten, die nach den ungenügenden Beschreibungen für ein Profil mit mehreren Bermen im Eurotop-Manual nicht eindeutig bestimmbar ist. Die Ergebnisse nach dem Eurotop-Manual und PC-Overtopping sind trotz aller Unsicherheiten bei der Interpretation der Abbildungen identisch (Abb. 5.34 und Abb. 5.35).

Die Überschätzung der gemessen Wellenüberlaufraten ist gravierend, was vermutlich daran liegt, dass bei der maximalen Wellenüberlaufrate (Gl. 3.7) die Geometrie nicht berücksichtigt wird. Warum bei dieser Gleichung die Geometrie keine Rolle spielt wird nicht begründet.

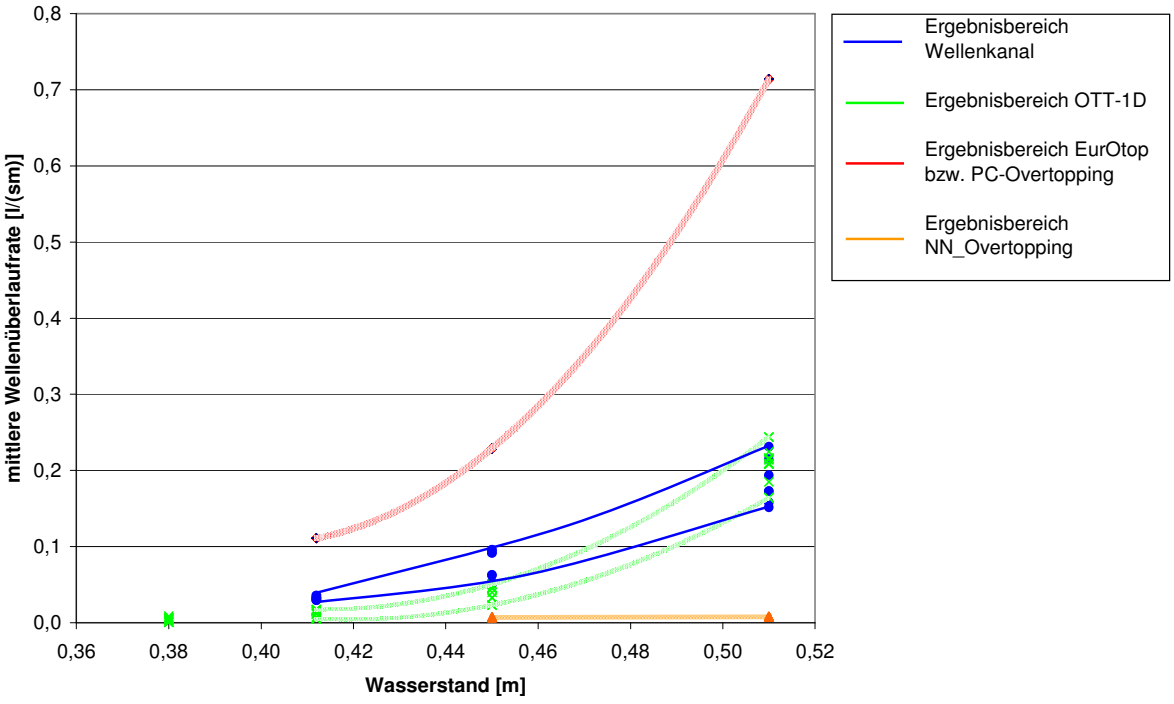


Abb. 5.34: Mittlere Wellenüberlaufrate für Spektrum 1

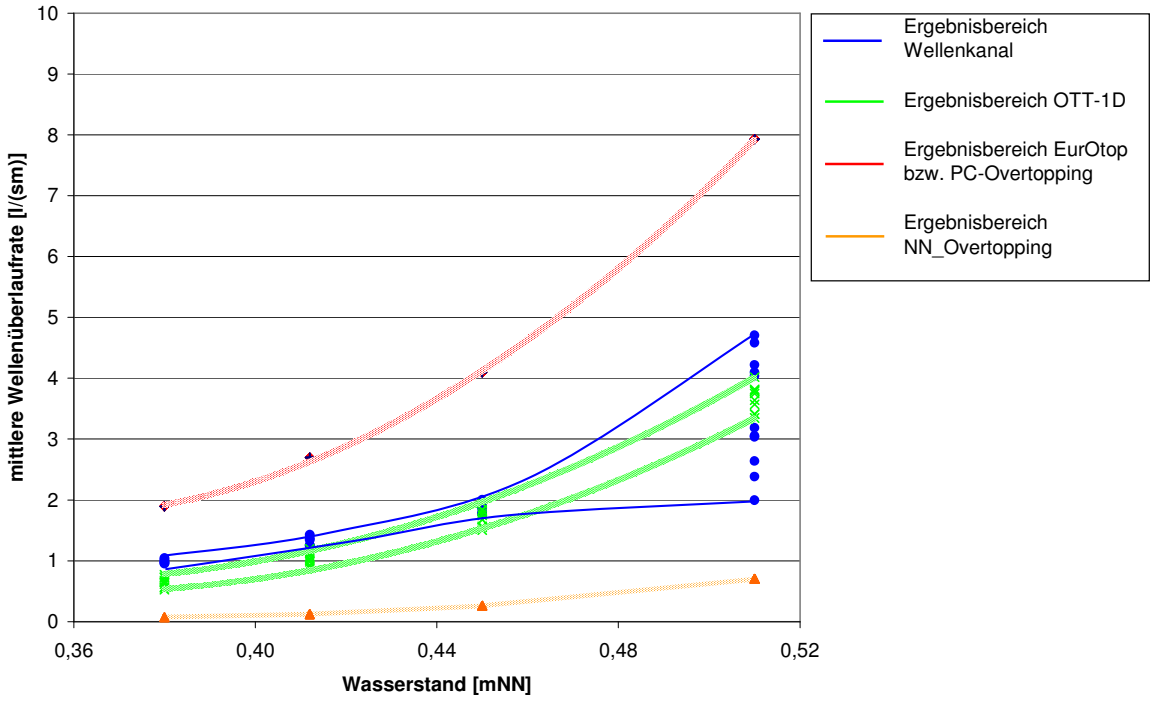


Abb. 5.35: Mittlere Wellenüberlaufrate für Spektrum 2

Die Systemzeichnungen der zulässigen Geometrien für NN_Overtopping beinhalten kein zum Baltrumer Profil ähnliches Deckwerk. Es ist also davon auszugehen, dass das Neuronale Netz wie beim Profil vom Norderneyer Weststrand nicht für dieses Deckwerk geeignet ist. Die Bauwerksparameter können das Deckwerk nicht hinreichend genau beschreiben, die Unterschätzung ist ebenso gravierend, wie bei den anderen getesteten ostfriesischen Deckwerken (Abb. 5.34 und Abb. 5.35).

5.4.5 Zusammenfassung und Vergleich

Für des Profil A-IST am Westkopf von Baltrum sind zwei unterschiedliche Spektren im hydraulischen Modell getestet worden. Ähnlich wie in hydraulischen Modellversuchen wurden bei dem mathematischen Modell aus der Energiedichtekurve des Seegangsspektrums zugehörige Zeitreihen ermittelt und als Wellensignal eingesteuert. Da jedes Spektrum theoretisch unendlich viele Wellensignale beschreiben kann, die auch alle unterschiedlich wirken können, ist bei der Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate mit Streuungen in den Ergebnissen zu rechnen. Die Größenordnung der mittleren Wellenüberlaufrate sind zwischen hydraulischem und mathematischen Modell in etwa gleich (Abb. 5.34 und Abb. 5.35). Besonders bei hohen Wellenüberlaufraten ist die Streuung des mathematischen Modells geringer. Weiterhin ist anhand des Baltrumer Deckwerks gezeigt worden, dass die durch das Seegangsmodell SWAN ermittelten Parameter mit OTT-1D kompatibel sind und die beiden Modelle gekoppelt einsetzbar sind.

Die Berechnungen nach dem Eurotop-Manual (2007) bzw. nach PC-Overtopping sind um ein vielfaches zu hoch (Abb. 5.34 und Abb. 5.35). Die empirischen Gleichungen berücksichtigen nicht das gesamte Energiedichtespektrum, sondern nur die signifikante Wellenhöhe und Energieperiode. Diese bleiben immer gleich, daher gibt es auch keine Streubreiten. Schon bei dem Versuch das komplexe Baltrumer Profil in die Gleichungen zu zwingen, werden bald die Grenzen des Eurotop-Manuals (2007) sichtbar. Es ist nicht eindeutig beschrieben wie die äquivalenten Böschungsneigungen bei solchen Profilen zu bestimmen sind. Profile mit mehrfachen Bermen sind im Eurotop-Manual nicht erwähnt. Der empirische Beiwert für eine Wand auf der Krone beruht auf vergleichsweise wenigen hydraulischen Versuchen. Für ein solches Profil ist die Anwendung des Eurotop-Manuals (2007) unübersichtlich und fehleranfällig. Die maximale mittlere Wellenüberlaufrate hängt kaum von der Geometrie ab, kann also das Deckwerk nicht ausreichend beschreiben.

Nicht nur die Ergebnisse zeigen, dass das Eurotop-Manual (2007) für dieses Deckwerk nicht geeignet ist. Auch die Beschreibungen im Eurotop-Manual selbst grenzen das Deckwerk aus, da Bedingungen nicht erfüllt oder Beschreibungen zu allgemein sind. Besondere Vorsicht ist daher beim Programm PC-Overtopping geboten, es gibt keine Warnmeldung bezüglich zu komplexer Eingangsdaten aus.

Das Neuronale Netz NN_Overtopping ist ebenfalls für dieses Profil nicht geeignet. Wie auch bei den anderen komplexen Profilen ist die Unterschätzung gravierend.

5.5 Wellenüberlauf - Komplexe Geometrie - Norderney Nordstrand

5.5.1 Aufbau der physikalischen Modellversuche

Die Untersuchungen zu den Profilen am Norderneyer Nordstrand wurden 1999 bis 2000 im GWK Hannover ausgeführt (Abb. 5.36). Ausschlaggebend für die Untersuchungen war, die Planung einer großmaßstäblichen Rekonstruktion des Deckwerks, die einerseits wegen dessen Unterhaltungszustand erforderlich waren und andererseits dessen Wehrhaftigkeit zukunftssicher machen sollte. Das Bauwerk wurde in den bestehenden und geplanten Abmessungen mit unterschiedlichen Bauelementen eingebaut, um die tatsächlichen Rauigkeiten abschnittsweise zu reproduzieren, damit die Wellenüberlauf- und Druckbelastung des Deckwerks möglichst exakt ermitteln werden konnte.

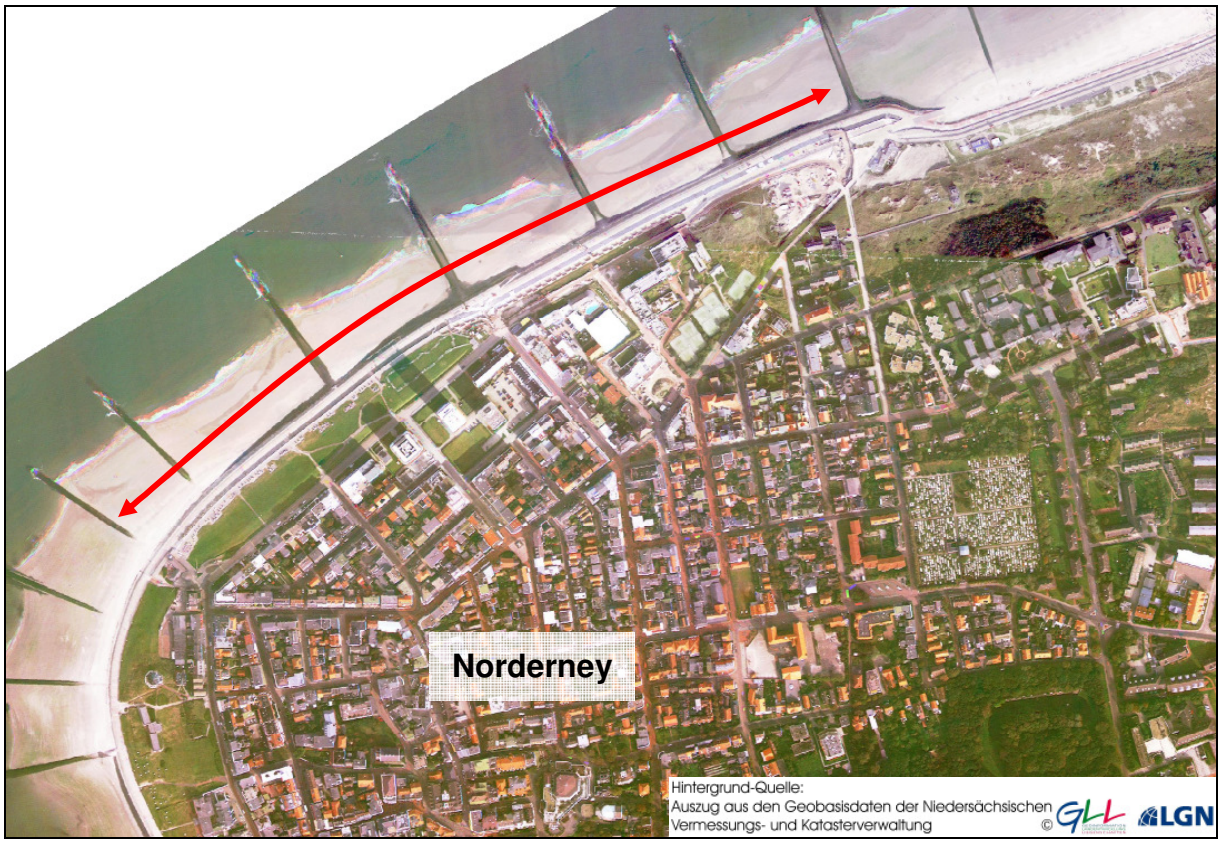


Abb. 5.36: Untersuchungsgebiet Norderney-Nordstrand

Im Rahmen der Untersuchungen wurden auch mögliche Ausbauzustände untersucht, für die mathematische Modellierung im Projekt INTBEM wurden die Daten der hydraulischen Versuche für den IST-Zustand zur Verfügung gestellt (Abb. 5.37). Das Modell wurde im Maßstab 1:2,75 in den GWK eingebaut. Er hat eine Länge von 324 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m. Das Profil beginnt seeseitig mit einer Böschung aus Basaltsäulenpflaster, das im Wellenkanal durch Betonpflastersteine ersetzt wurde. Daran schließt das für Ostfriesische Inseln wie Norderney typische S-Profil aus Quadermauerwerk an. Im GWK wurde dieses aus Beton gegossen. Die untere Wandelbahn besteht aus Beton, die obere aus Betonplatten. Dazwischen befindet sich eine Böschung mit aufgesetzten Beverkoppen. Den Abschluss bildet eine Grasböschung, die im Kanal ohne Grasnarbe allein aus Klei bestehend nachgebaut wurde.

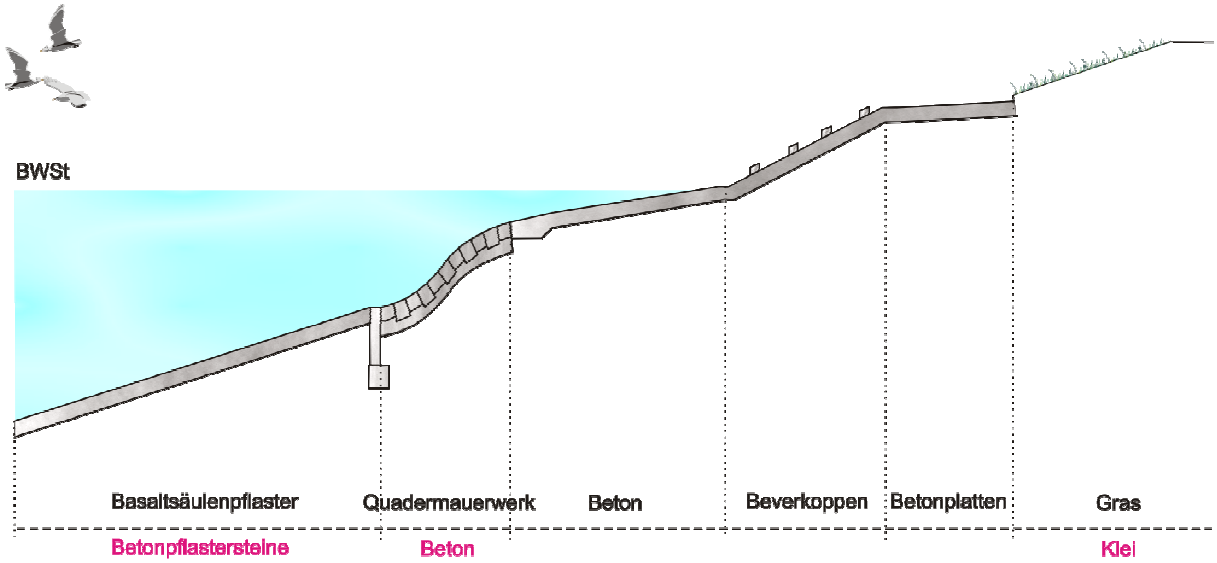


Abb. 5.37: Deckwerksprofil am Nordstrand von Norderney (vor Umbau des Deckwerks 2006)

Die Wasserspiegelauslenkungen werden mit insgesamt 15 Wellenpegeln erfasst, davon 8 in 2 Wellenharfen. Die Druckbelastung auf das Deckwerk wird mit 24 Druckmessdosen erfasst. Zur Bestimmung des Wellenauflaufs wird ein Stufenpegel auf der Deckwerksoberfläche angebracht. Das überlaufende Wasser wird auf der Krone durch eine Öffnung in einen Behälter geführt, dessen Gewicht kontinuierlich überwacht wird.

5.5.2 Versuchsprogramm

Es wurden dieselben Wasserstände wie bei den Kanalversuchen zum Norderneyer Weststrand getestet (Abschnitt 5.3.1). Neben dem Bemessungswasserstand von NN +5,00 m wurde der höchste bisher aufgetretene Wasserstand HHThw von NN +4,12 m und ein zwischen diesen Werten liegender Wasserstand von NN +4,50 m untersucht. Für den großmaßstäblichen Versuch müssen die Wasserstände im Maßstab 1:2,75 umgerechnet werden.

Getestet wurden regelmäßige Wellen, JONSWAP-Spektren, TMA-Spektren und naturnahe Spektren aus mathematischen Seegangsmodellierungen (Niemeyer et al., 2000) bei einer mittleren Wellenhöhe von 0,40 bis 1,28 m und einer Energieperiode von 2,9 bis 11,3 s (Modellmaßstab). Es wurden drei unterschiedliche Szenarien als seeseitige Randbedingung für das vollspektrale Seegangsmodell SWAN der 3. Generation (Ris et al., 1995; Holthuijsen et al., 1998; Booij et al., 1999) gebildet.

Tab. 5.6: Seeseitige Randbedingung für mathematische Seegangsmodellierung (Niemeyer et al., 2000)

	H_{m0} [m]	T_p [s]	$T_{m-1,0}$ [s]
Gemessenes Naturspektrum	6	14	10
JONSWAP Spektrum	8	12	10
JONSWAP Spektrum	10	15	12

Im Gegensatz zu den Versuchen im LWI ist das exakte Zeitfenster in dem die mittlere Wellenüberlaufrate bestimmt wurde nicht bekannt, daher wurde wie bei den GWK-Versuchen (Abschnitt 5.2) das 100-fache der Peakperiode nach genügend Vorlaufzeit für die Berechnung herangezogen.

5.5.3 Mathematische Modellierung

Für die mathematische Modellierung wird das hydraulische Modell des GWK exakt nachgebildet. Die räumliche Diskretisierung wird zu 0,036 m festgesetzt, das entspricht 0,1 m im Naturmaßstab und führt zu 626 Rechenknoten. Die zeitliche Diskretisierung gleicht der Auslesefrequenz der Wellenpegeldaten von 10 Hz. Der Wellenpegel am Bauwerksfuß bildet den seeseitigen Rand und liefert die Randbedingung in Form einer Wasserspiegelauslenkung mit dem Anteil der reflektierenden Wellen.

Im GWK wurde das Deckwerk mit unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitten ausgeführt. Das kann mit dem modifizierten mathematischen Modell (Berkenbrink et al. 2011) ebenfalls berücksichtigt werden. Allerdings ist einschränkend zu bemerken, dass die Rauigkeitsfaktoren für bestimmte Baustoffe nicht eindeutig bzw. nicht bekannt sind (Tab. 5.7).

Tab. 5.7: Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

	Material	Rauigkeitsfaktor f	Quelle
Abschnitt 1	Betonpflastersteine		-
Abschnitt 2	Beton	0,01	Hughes (2007)
Abschnitt 3	Beverkoppen	0,1 - 0,6	Cornett & Mansard (1994)
Abschnitt 4	Betonplatten		-
Abschnitt 5	Klei	0,01	Schüttrumpf et al. (2002)

Für Betonpflastersteine und Betonplatten sind keine Rauigkeitsbeiwerte bekannt, sie müssen daher abgeschätzt werden. Die Werte müssen zwischen f = 0,01 für hydraulisch glatt und f = 0,1 für Bruchstein liegen, wobei die Platten etwas glatter sein wer-

den als die Pflastersteine, die für das Basaltsäulenpflaster eingesetzt wurden. Für die Beverkoppen wird der Wert zwischen f = 0,1 und f = 0,6 liegen.

Der erste Abschnitt bestehend aus Betonpflastersteinen ist ca. 4,5 m lang und liegt 1 bis 2 m unter dem RWS. Eine Sensitivitätsanalyse, in der bis auf den zu untersuchenden Abschnitt das Bauwerk als hydraulisch glatt angenommen wird, zeigt, dass die Variation der Rauigkeit für diesen Abschnitt kaum Einfluss auf den Wellenüberlauf hat (Abb. 5.38).

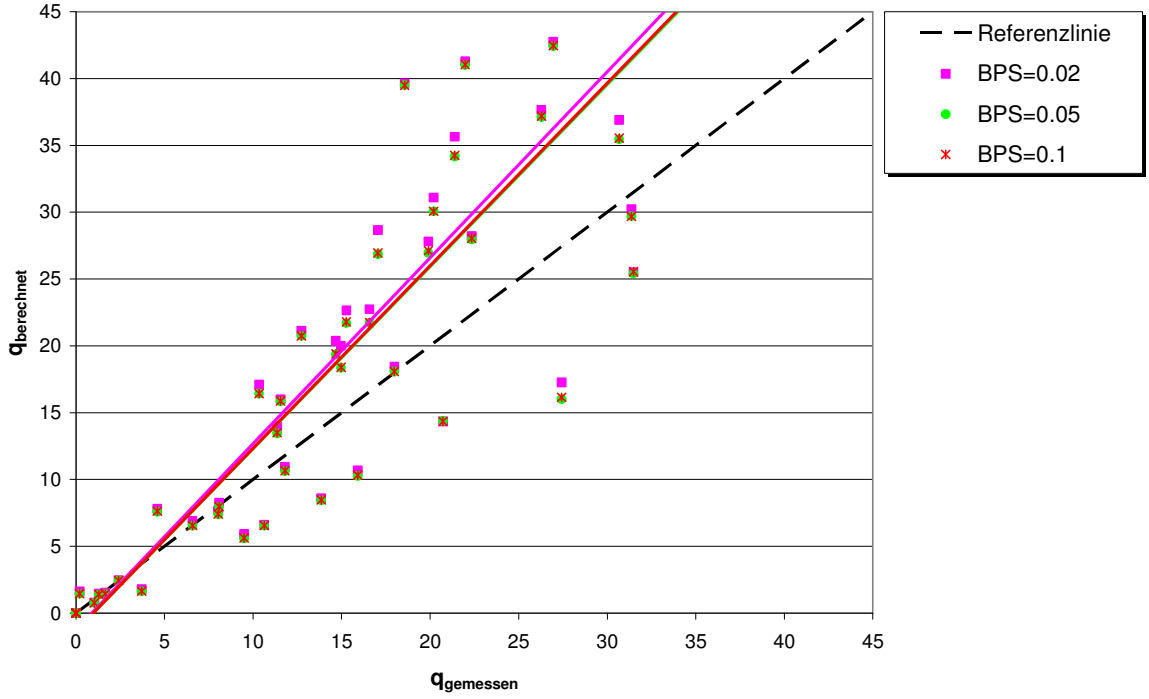


Abb. 5.38: Variation der Rauigkeiten für die Betonpflastersteine

Der Einfluss der Rauigkeit der Beverkoppen auf den Wellenüberlauf ist hingegen bedeutend größer (Abb. 5.39). Die Sensitivitätsstudie zeigt Abweichungen von über 100 % in Abhängigkeit vom Rauigkeitsbeiwert.

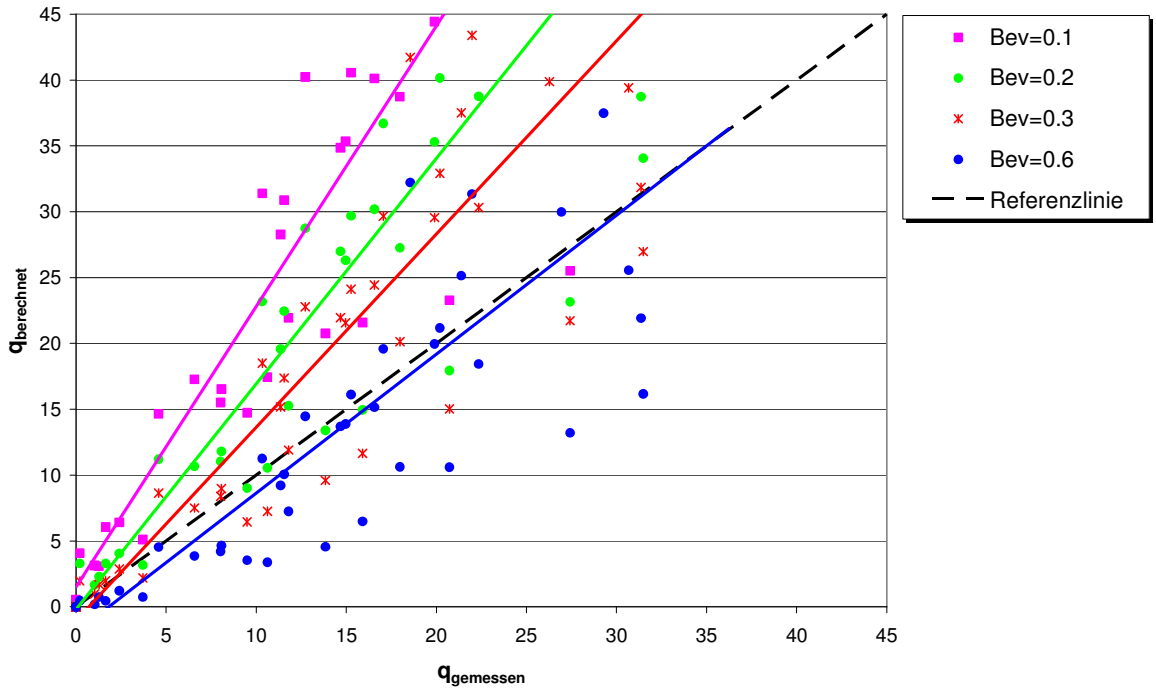


Abb. 5.39: Variation der Rauigkeiten für die Beverkoppen

Welche Rauigkeitsbeiwerte für die Modellierung gewählt wurden zeigt nachfolgende Tabelle:

Tab. 5.8: gewählte Rauigkeitsfaktoren für die unterschiedlichen Deckwerksabschnitte

	Material	Rauigkeitsfaktor f
Abschnitt 1	Betonpflastersteine	0,05
Abschnitt 2	Beton	0,01
Abschnitt 3	Beverkoppen	0,4
Abschnitt 4	Betonplatten	0,03
Abschnitt 5	Klei	0,01

Die Auswertung der gemessenen Wellenüberlaufraten erfolgte durch das LWI und wird dem zugehörigen Bericht (Oumeraci et al., 2000) entnommen. Da das genaue Zeitfenster der Auswertung nicht bekannt ist, kommt zu den Abweichungen zwischen hydraulischem und mathematischem Modell eine durch die unterschiedlichen Zeitfenster induzierte Streuung. Dennoch ist die Streuung der Ergebnisse um die Referenzlinie bei gut 80 % und damit in einem akzeptablen Bereich (Abb. 5.40). Somit kann auch der Wellenüberlauf an sehr komplexen Deckwerken mit unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitten von OTT-1D zuverlässig ermittelt werden.

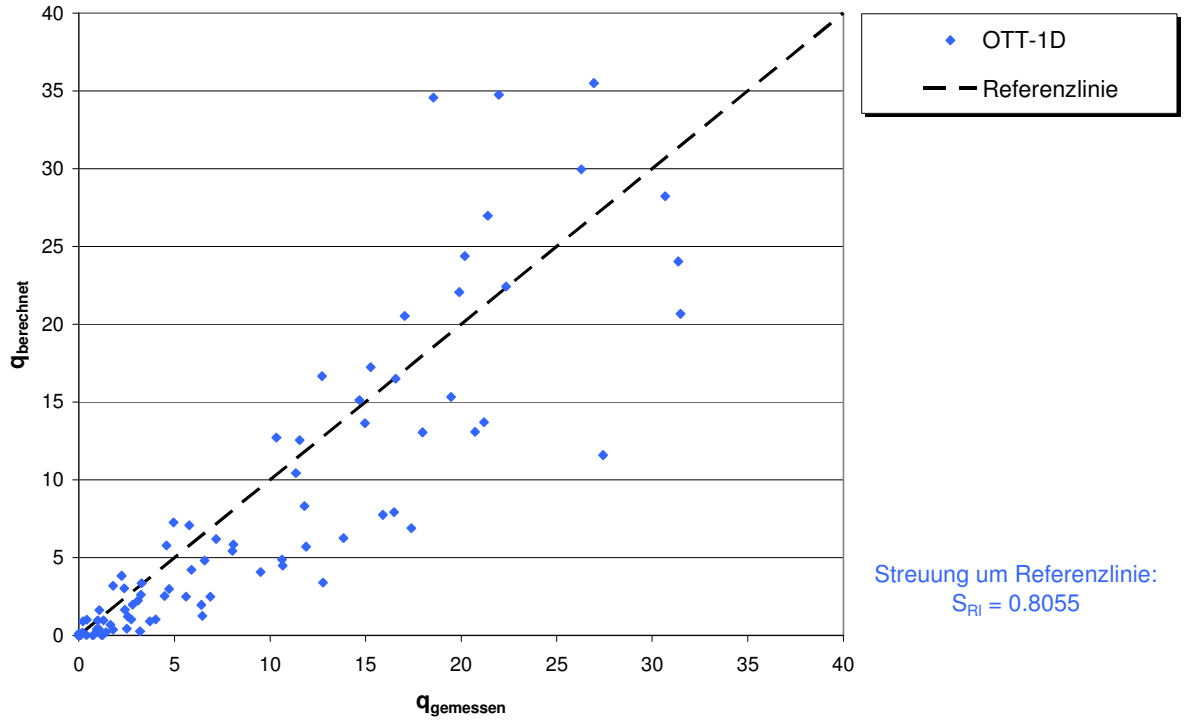


Abb. 5.40: Vergleich der gemessenen und mit OTT-1D berechneten Wellenüberlaufraten

5.5.4 Empirische Berechnungsansätze

5.5.4.1 An hydraulische Versuche angepasste Wellenüberlauffunktion

Für das Deckwerk am Nordstrand von Norderney sind anhand der hydraulischen Modellversuche unterschiedliche Berechnungsansätze in Abhängigkeit vom Seegangstyp entwickelt worden (Oumeraci et al, 2000).

$$q = Q_0 \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot \sqrt{\frac{\tan\alpha}{H_{m0}/L_0}} \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{\sqrt{H_{m0}/L_0}}{\tan\alpha}\right) > 1{,}0 \qquad \text{Gl. 5.12}$$

mit:	q	:	mittlere Wellenüberlaufrate	[m³/(sm)]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe am Bauwerksfuß	[m]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s²]
	tan α	:	mittlere Neigung des gesamten Querschnitts	[-]
	R_c	:	Freibordhöhe	[m]
	L_0	:	Wellenlänge = $g\,T_{m-1,0}^2/2\pi$	[m]
	Q_0	:	0,124 (allgemein) 0,090 (Spektrum mit T_p = 15 s - Tab. 5.6)	[-]
	b	:	5,70	[-]

Für die modellierten Spektren mit den seeseitigen Randbedingungen nach Tab. 5.6 gilt zusätzlich

$$\xi_o < 2{,}0.$$

Die empirischen Koeffizienten Q_0 und b ergeben sich aus der Regressionsanalyse der Messdaten selbst. Für einen bestimmten Seegangstyp (Spektrum mit einer am Modellrand eingesteuerten Peakperiode von 15 s - Tab. 5.6) ist eine gesonderte Anpassung von Q_0 erfolgt. Die Geometrie des Bauwerks spielt für die Gleichung eine untergeordnete Rolle; es wird eine äquivalente Neigung über den gesamten Querschnitt angesetzt. Die unterschiedlichen Rauigkeitsabschnitte und auch die Rauigkeitselemente werden nicht berücksichtigt. Das weist darauf hin, warum die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufraten anhand dieser Gleichung unzureichend ist (Abb. 5.41). Die Streuung um die Referenzlinie ist sehr hoch, es ist eine allgemeine Unterschätzung erkennbar. Eine zuverlässige Berechnung des Wellenüberlaufs am Deckwerk vom Norderneyer Nordstrand ist mit dieser Gleichung unmöglich.

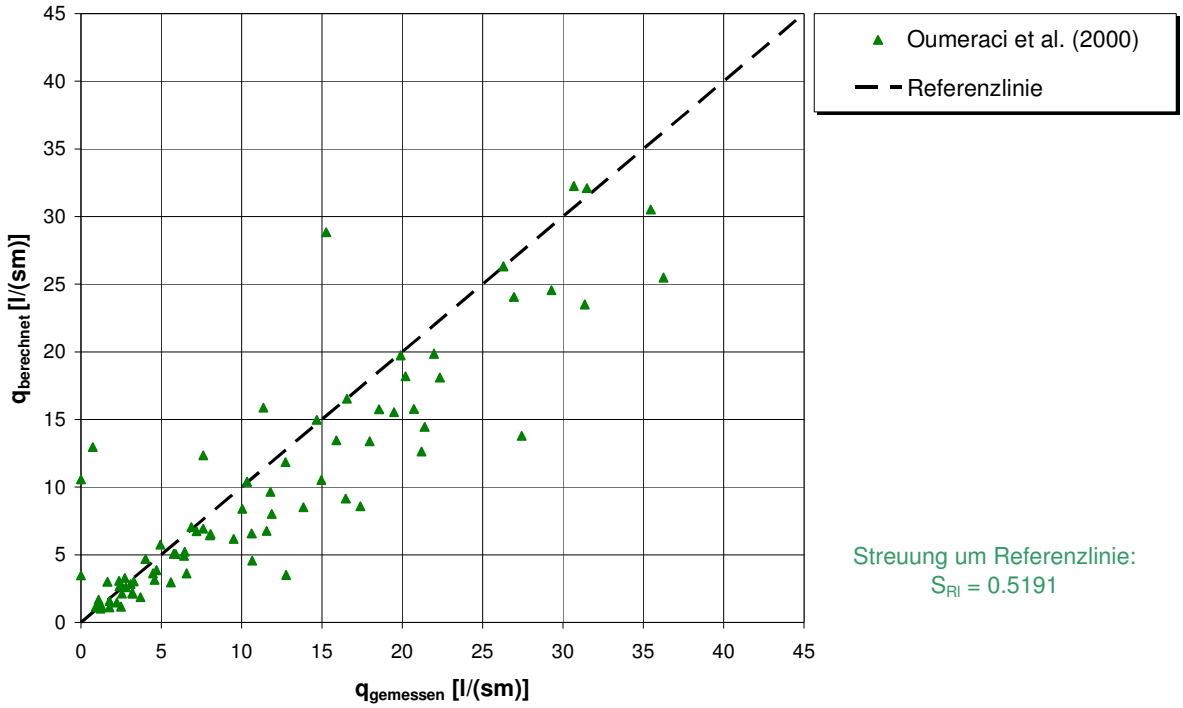


Abb. 5.41: Vergleich der gemessenen mit der nach dem modifizierten Ansatz (Oumeraci et al., 2000) berechneten Wellenüberlaufraten

5.5.4.2 Anwendung des Eurotop-Manuals (2007) bzw. PC-Overtopping

Die Berechnung des Deckwerks vom Norderneyer Nordstrand nach den Gleichungen des Eurotop-Manuals (2007) sind sehr kompliziert und aufwändig: Es müssen die empirischen Beiwerte für den Einfluss der Bermen und die unterschiedlichen Rauigkeiten berechnet werden, was zu sehr umfangreichen Berechnungen führt. Die Wandelbahnen weisen wie am Norderneyer Nordstrand Neigungen auf, die nach der Definition des Eurotop Manuals zwischen Böschung und Berme liegen, hinzu kommt weiterhin die Ermittlung der Rauigkeitsbeiwerte. Der Einflussbereich der Rauigkeit beschränkt sich per Definition des Eurotop-Manuals auf einen Höhenabschnitt zwischen

$$RWS - 0{,}25 \cdot R_{u2\%glatt} \text{ bis } RWS + 0{,}50 \cdot R_{u2\%glatt.}$$

Eine Begründung in physikalischer Hinsicht erfolgt nicht für die Eingrenzung. Für die Rechenprozedur ist es zunächst erforderlich, den Auflauf unter der Annahme eines glatten Deckwerks zu ermitteln.

Um einen ersten Anhalt für die Eignung des Ansatzes nach dem Eurotop-Manual zu erhalten, wird - zur Eingrenzung des erforderlichen Aufwandes - der Wellenüberlauf ohne die abmindernden Beiwerte für Wandelbahnen und Rauigkeitsabschnitte vorgenommen (Abb. 5.42).

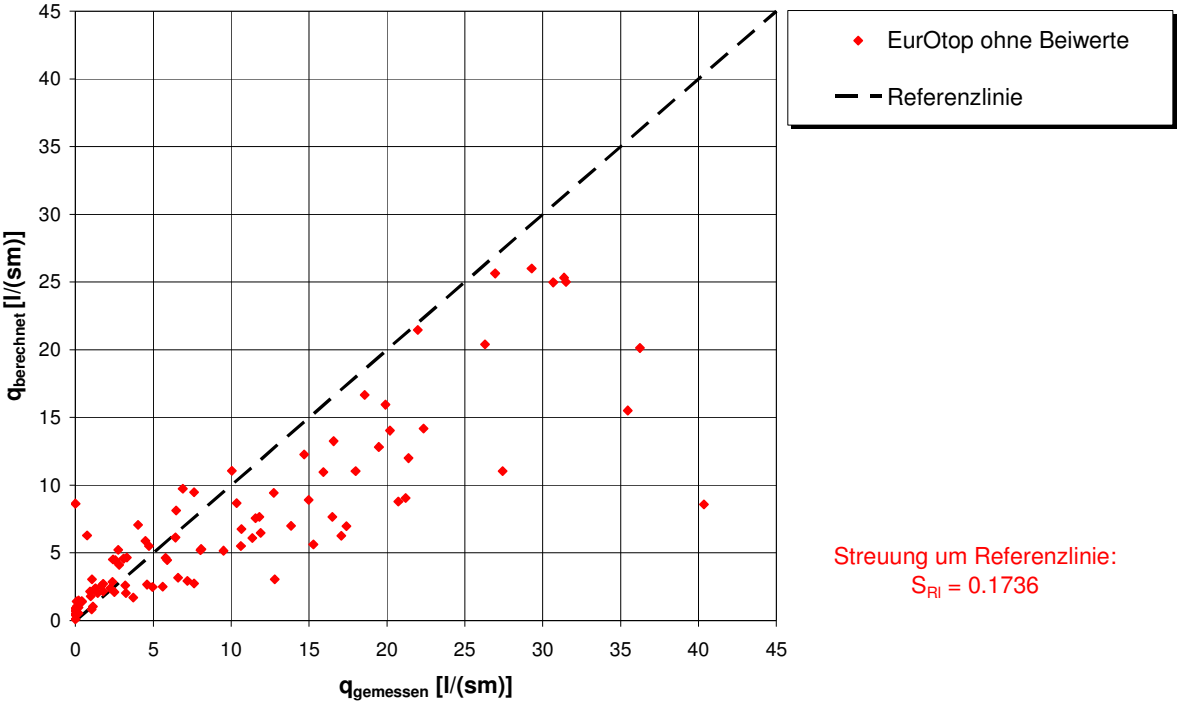


Abb. 5.42: Vergleich der gemessenen mit den nach dem Eurotop-Manual (2007) berechneten Wellenüberlaufraten (ohne Beiwerte)

Hierbei zeigt sich, dass - insbesondere die höheren - Überlaufraten unterschätzt werden. Als Ursache ist zu vermuten, dass die Gleichungen für Geometrien wie die des Deckwerks nicht ausgelegt sind. Bereits ohne abmindernde Beiwerte für die Wandelbahnen und die Rauigkeit ist die Unterschätzung der mittleren Wellenüberlaufraten gravierend. Die Beiwerte würden diese Unterschätzung verstärken. Es kann daher auf eine Berechnung unter Einbeziehung der Beiwerte verzichtet werden.

Bei dem Berechnungsprogramm PC-Overtopping können die unterschiedlichen Rauigkeiten problemlos berücksichtigt werden, dadurch wird die Streuung um die Referenzlinie geringfügig besser, aber die - teilweise erheblichen - Unterschätzungen bleiben erhalten (Abb. 5.43).

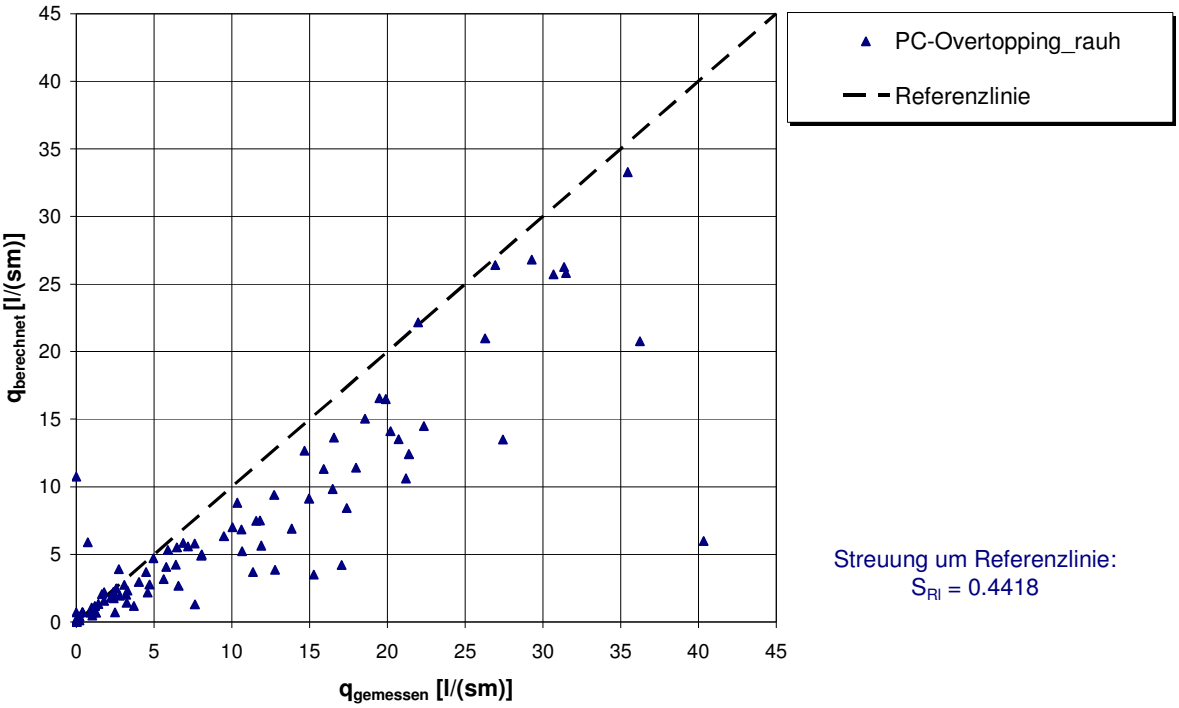


Abb. 5.43: Vergleich der gemessenen mit den nach PC-Overtopping berechneten Wellenüberlaufraten (mit Beiwerten)

5.5.4.3 Anwendung von NN_Overtopping

Die Systemzeichnungen der zulässigen Geometrien für NN_Overtopping beinhalten kein zum Norderneyer Nordstrand ähnliches Deckwerk. Es ist also davon auszugehen, dass das Neuronale Netz wie bereits für die beiden anderen Deckwerke auf Ostfriesischen Inseln, auch für dieses Bauwerk ungeeignet ist. Da die verfügbaren Parametrisierungen keine hinreichend genaue Beschreibung der Bauwerksgeometrie erlauben, wird von vornherein auf eine Berechung verzichtet.

5.5.5 Zusammenfassung und Vergleich

Für das Deckwerk am Norderneyer Nordstrand wurden großmaßstäbliche Versuche im GWK für den IST-Zustand und mögliche Ausbauzustände der Deckwerke am Nordstrand von Norderney ausgeführt. Der Daten für den IST-Zustand wurden dem Forschungsvorhaben zur Verfügung gestellt. Das Profil beginnt seeseitig mit einer Basaltböschung an die ein S-Profil aus Quadermauerwerk anschließt. Es folgen zwei Wandelbahnen aus Beton, getrennt von einer Böschung bestückt mit Rauigkeitselementen. Den Abschluss nach oben bildet eine Grasböschung.

Die empirischen Ansätze sind für die Berechnung der mittleren Wellenüberlaufrate für derart komplexe Deckwerke unzulänglich. Selbst die empirisch angepasste Gleichung aus den eigentlichen hydraulischen Modellversuchen (Oumeraci et al., 2000) neigt zu Unterschätzungen der Wellenüberlaufraten. Mit den Gleichungen des Euro-

top-Manual (2007) wird die Wellenüberlaufrate bereits ohne Berücksichtigung der Rauigkeitselemente unterschätzt. Mit PC_Overtopping können ebenfalls keine für eine Bemessung geeignete Ergebnisse erzielt werden. Auf eine Berechnung mit dem Neuronalen Netz NN_Overtopping wurde in Anbetracht der Ergebnisse zu den anderen Inselprofilen verzichtet.

Die mathematische Modellierung dieser Versuche ist nur mit dem modifizierten Modellcode (Berkenbrink et al. 2011) möglich, da nur so unterschiedliche Rauigkeitsabschnitte gebildet werden können. OTT-1D zeigt gute Ergebnisse für die mittlere Wellenüberlaufrate, die Streuung um die Referenzlinie liegt im akzeptablen Bereich. Unsicherheiten bleiben bei der Wahl des Rauigkeitsfaktors. Während für Gras, Beton und Asphalt eindeutige Werte definiert sind, fehlen in der Literatur hinreichend genaue Angaben zu anderen Baustoffen wie hier beispielsweise die von Rauigkeitselementen.

5.6 Schichtdicken - einfache Geometrie - GWK 2000

Für die Validierung der Schichtdicken stehen bedeutend weniger Datensätze zur Verfügung als für die mittlere Wellenüberlaufrate. Bei den hydraulischen Versuchen im LWI wurden weder Schichtdicken noch Geschwindigkeiten gemessen. Für die Binnenböschung steht nur der Datensatz aus den GWK-Versuchen für die einfache Geometrie zur Verfügung.

Auf der Außenböschung kommt eine Position (Pos. 4) für die Validierung in Frage, die anderen Pegel auf der Außenböschung sind unterhalb des RWS (Abb. 5.44). Auf der Deichkrone sind 5 Messpositionen (Pos. 5 - Pos. 9) angeordnet und auf der Binnenböschung ebenfalls 5 Positionen (Pos. 10 - Pos. 14).

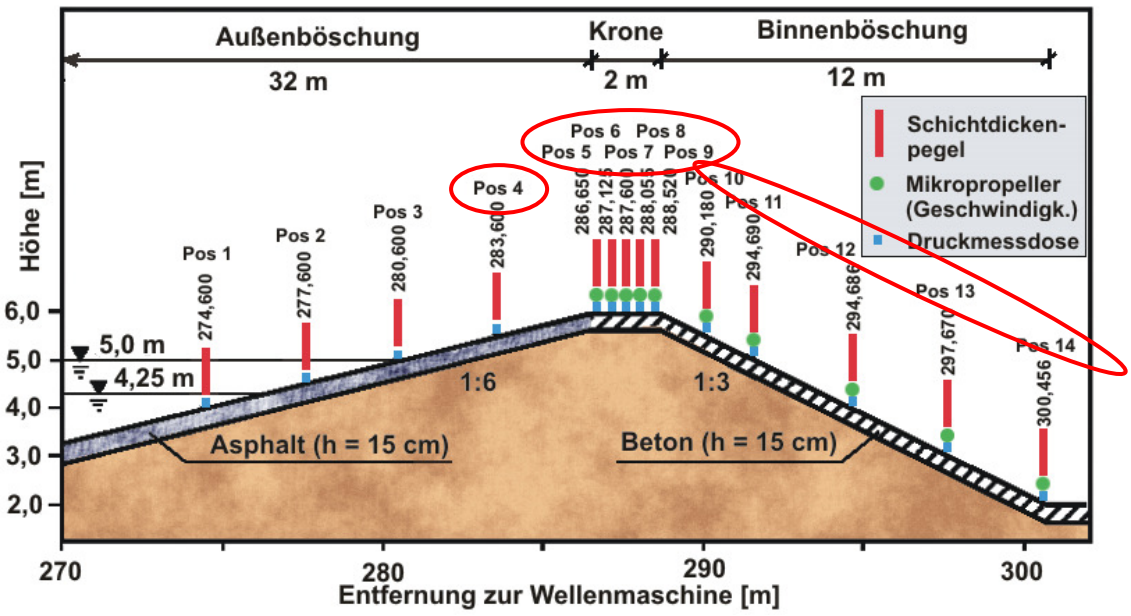


Abb. 5.44: Lage der Messgeräte (nach: Oumeraci et al. 2001)

Zur Messung der Schichtdicken kamen **D**igitale **S**chichtdicken**p**egel (DSP) zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um übereinander liegende Metallstifte, die einen Stromimpuls erzeugen, wenn sie durch Wasserkontakt kurzgeschlossen werden,. Das Ausgangssignal von jedem Element ist die Summe der diskreten Spannungsdifferenzen. Die Pegel im Bereich des Wellenauflaufs und auf der Deichkrone messen in diskreten Abständen von 2 cm. Auf der Binnenböschung beträgt die vertikale Auflösung 1 cm. An denselben Positionen sind **D**ruck**m**ess**d**osen (DMD) installiert, mit denen ebenfalls die Schichtdicke bestimmt werden kann.

In einem ersten Schritt werden die beiden Messsysteme miteinander verglichen (Abb. 5.45). Eine exakte Schichtdicke ist mit beiden Systemen nicht messbar. Die DSP messen in diskreten Abständen, d.h. zwischen den Elektroden ist kein Wasserstand messbar. Außerdem können auch durch Spritzwasser Stromimpulse erzeugt werden, die eine verfälschte Aussage über die tatsächlichen Verhältnisse verursachen. Die DMD misst neben dem statischen Druck - also dem Wasserstand über der DMD - auch dynamische Drücke. Auf der Krone stimmen die beiden Messungen noch ungefähr überein, jedoch werden - wahrscheinlich wegen des BERNOUILLI-Effekts - die Unterschiede zwischen den Messsystemen umso größer, je näher die Messposition am Fuß der Binnenböschung liegen.

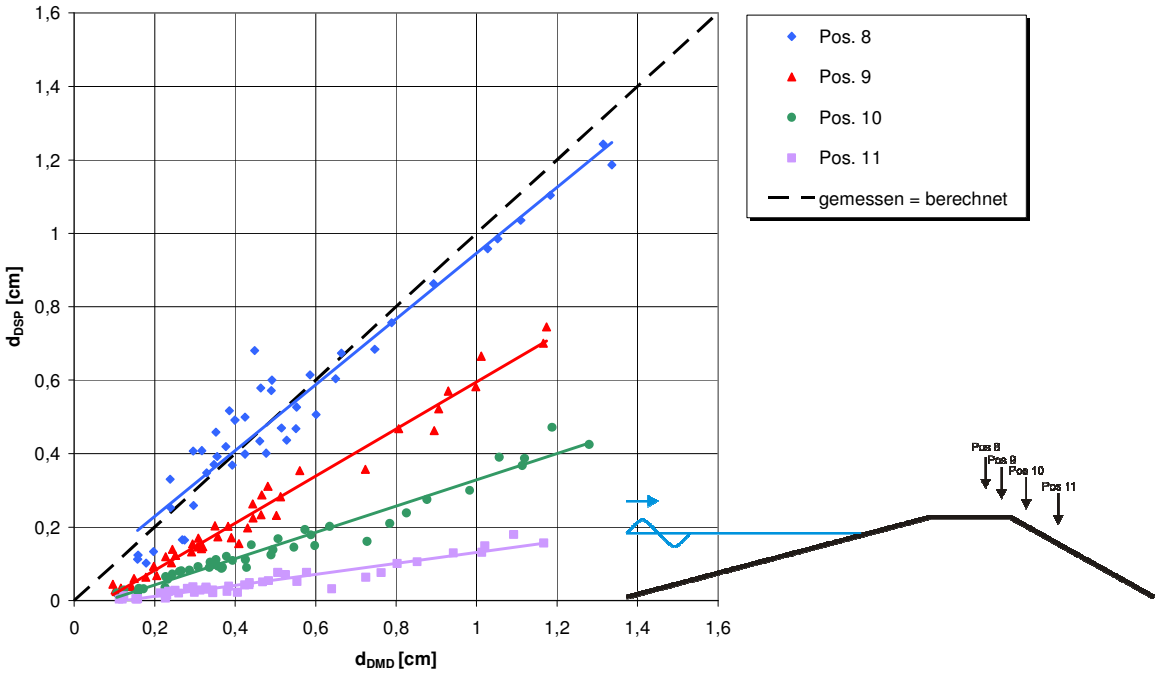


Abb. 5.45: Vergleich der Messsysteme an verschiedenen Deichpositionen

Eine Kalibrierung des Modells über den gesamten Deichkörper macht daher auf dieser Datengrundlage keinen Sinn. Außerdem sind es die einzig verfügbaren Datensätze auf der Binnenböschung und die Messungen unterliegen großen Schwankungen. Daher werden nachfolgend die Schichtdickenverläufe über die Positionen 4 bis 14 für beide Messsysteme und die mathematische Modellierung aufgetragen (Abb. 5.46). Die Verläufe aller Versuchsreihen sind in Anlage C dargestellt.

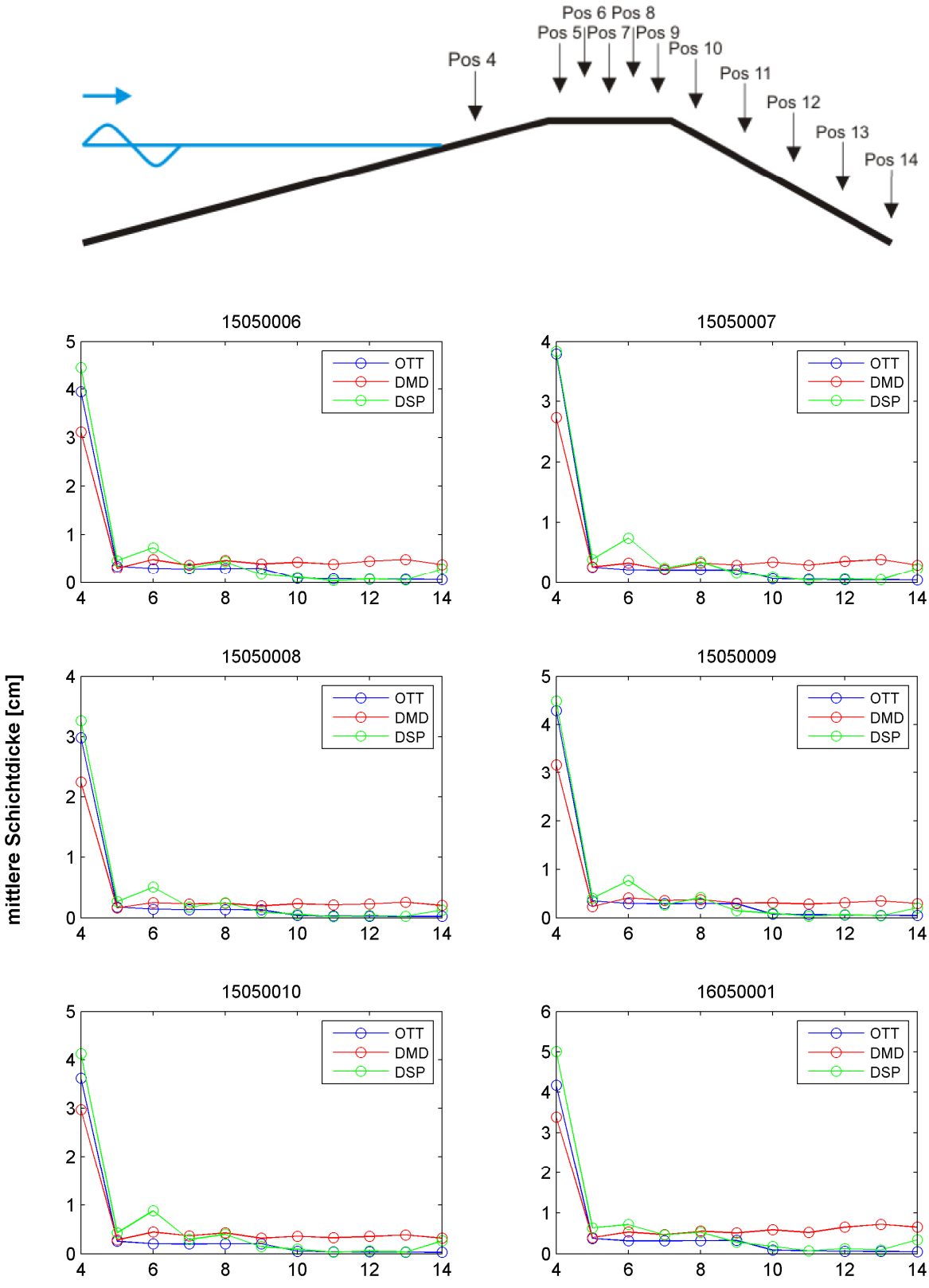


Abb. 5.46: Vergleich der gemessenen mit der berechneten mittleren Schichtdicke für die Versuche 15050006 bis 16050001

Die Ergebnisse des Modells liegen in derselben Größenordnung wie die Messungen. Bei Position 4 auf der Außenböschung liegen die Ergebnisse des Modells meist zwischen den Messungen von DMD und DSP, während im Bereich der Krone die Berechnungen mit beiden Messungen korrespondieren. Auf der Binnenböschung zeigen die Ergebnisse der Modellierung im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung mit der DSP-Messung.

Da auf der Krone die Messungen ungefähr übereinstimmen, wird für Position 7 ein Streudiagramm für modellierte und mit der DMD gemessenen mittleren Schichtdicken erstellt, dass mit empirischen Berechungen verglichen werden kann (Abb. 5.47). Die berechneten Daten sind nicht kalibriert, dennoch ist die Streuung um die Referenzlinie zufriedenstellend. Es ist eine Tendenz zur Unterschätzung erkennbar, der durch eine Kalibrierung des Modells entgegen gewirkt werden kann.

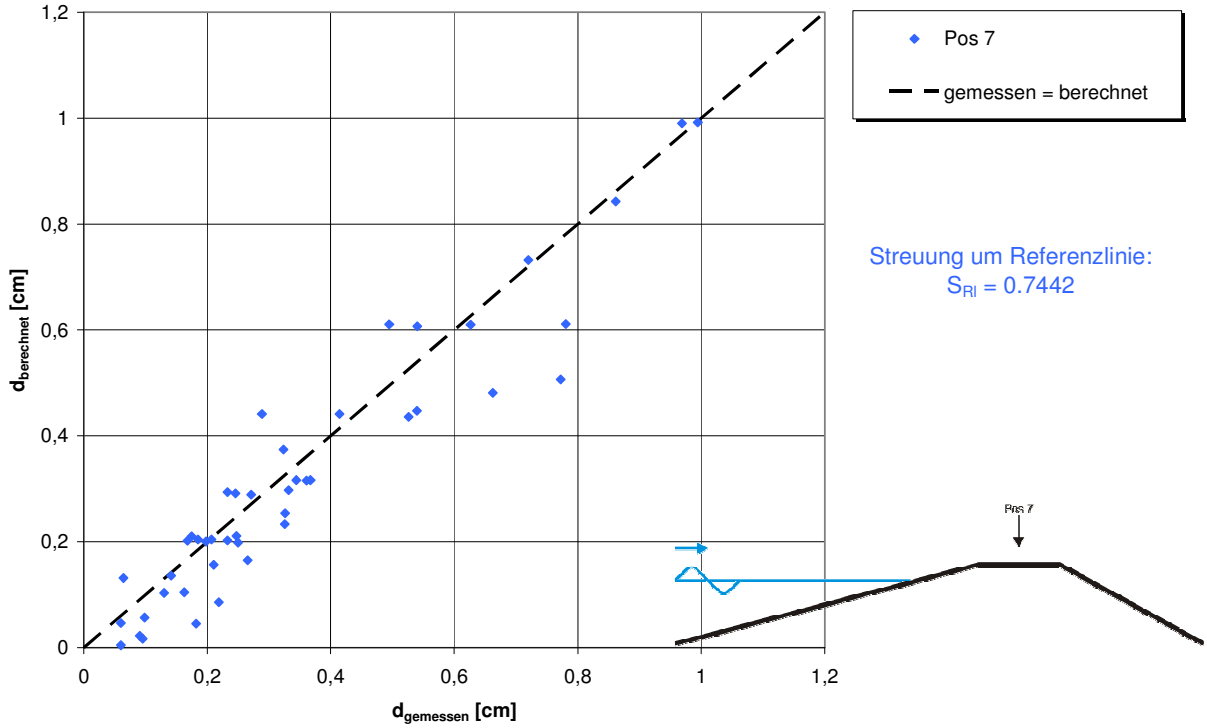


Abb. 5.47: Vergleich von gemessenen und mit OTT-1D berechneten Schichtdicken auf der Deichkrone

Schüttrumpf (2001) hat empirische Gleichungen für verschiedene Schichtdickenparameter erarbeitet. Zum einen kann die mittlere Schichtdicke in Abhängigkeit von unterschiedlichen Eintrittswahrscheinlichkeiten ermittelt werden und zum anderen kann die mittlere Wasserüberdeckung berechnet werden. Dieser Parameter ist maßgebend für die Infiltration und daher für dieses Forschungsvorhaben die zu verwendende Größe. Die Gleichungen von Schüttrumpf (2001) sind in der EAK (2002) und dem Eurotop-Manual (2007) mit geringfügigen empirischen Anpassungen wieder zu finden, wobei dort die quasi-stationären Parameter nicht aufgeführt werden. In dem zu den GWK-Versuchen verfassten Report (Oumeraci et al., 2001) werden die Glei-

chungen ebenfalls herangezogen und den Versuchsdaten mit Hilfe der dimensionslosen Parameter angepasst.

Für die Berechnung der Wasserüberdeckung auf der Deichkrone muss zunächst die mittlere Wasserüberdeckung am Ende der Außenböschung bekannt sein. Diese wird nach folgender Gleichung bestimmt:

$$h_A(x_*) = c_2 \cdot (x_z - x_A) = c_2 \cdot x_* \qquad \text{Gl. 5.13}$$

mit:	h_A	:	Schichtdicke auf der Außenböschung	[m]
	c_2	:	Steigungsmaß (Tab. 5.9)	[-]
	x_Z	:	horizontale Projektion der Wellenauflauflänge A_{98} (Abb. 5.48)	[m]
	x_A	:	horizontale Koordinate mit $x_A = 0$ am BWSt (Abb. 5.48)	[m]
	x_*	:	Restauflauflänge (Abb. 5.48)	[m]

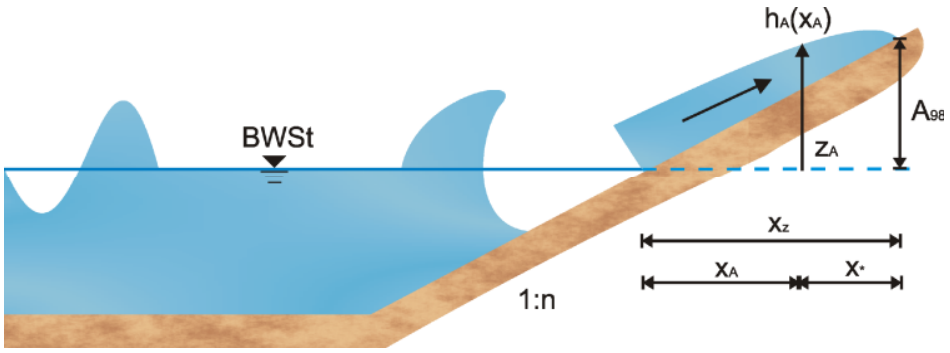


Abb. 5.48: Definitionsskizze für die Schichtdicke auf der Außenböschung

Der Beiwert c_2 ist abhängig von der statistischen Eintrittswahrscheinlichkeit und der Art des Seegangs. Für die mittlere Wasserüberdeckung wird bei gemessenen Wellenspektren der Beiwert zu 0,01 gesetzt (Tab. 5.9).

Für die horizontale Projektion der Wellenauflauflänge muss der Wellenauflauf mit einer Überlaufwahrscheinlichkeit von 2% A_{98} bestimmt werden (Schüttrumpf 2001).

Tab. 5.9: Parameter c_2 für verschiedene statistische Schichtdickenparameter und Wellenspektren

$h_{A,98}$	$h_{A,90}$	$h_{A,50}$	h_A	Gültigkeitsbereich	Quelle
0,035	-	0,028	0,01	TMA-Spektren	Schüttrumpf (2001)
0,055	0,042	0,028	0,01	TMA-Spektren	Oumeraci et al. (2001)
0,056	0,042	0,025	0,01	gem. Spektren	
0,055	0,042	0,028	-	TMA-Spektren	Eurotop-Manual (2007)

$$A_{98} = 3{,}0 \cdot H_s \cdot \tanh(0{,}65 \cdot \xi_d) \qquad \text{Gl. 5.14}$$

mit:	A_{98}	:	Wellenauflaufhöhe	[m]
	H_s	:	signifikante Wellenhöhe aus Zeitbereich	[m]
	ξ_d	:	Brecherkennzahl = $\tan\alpha / (\sqrt{H_s / L_0})$	[-]
	L_0	:	Tiefwasserwellenlänge = $g \cdot T_m^2 / (2\pi)$	[m]

Für den Bereich der Deichkrone gilt nachfolgende Gleichung (Gl. 5.15). Diese ist nicht unabhängig von Gleichung für die Wasserüberdeckung am Ende der Außenböschung lösbar (Gl. 5.13).

$$\frac{h_K(x_K)}{h_K(x_K = 0)} = \frac{c_2(x_K)}{c_2(x_K = 0)} = \exp\left(-c_3 \frac{x_K}{B}\right) \qquad \text{Gl. 5.15}$$

mit:	$h_K(x_K)$	:	Schichtdicke auf der Deichkrone	[m]
	x_K	:	Koordinate auf der Deichkrone mit x_K = 0 am Anfang und x_K = B am Ende der Deichkrone (Abb. 5.49)	[m]
	B	:	Breite der Krone	[m]
	c_3	:	dimensionsloser Beiwert	[-]

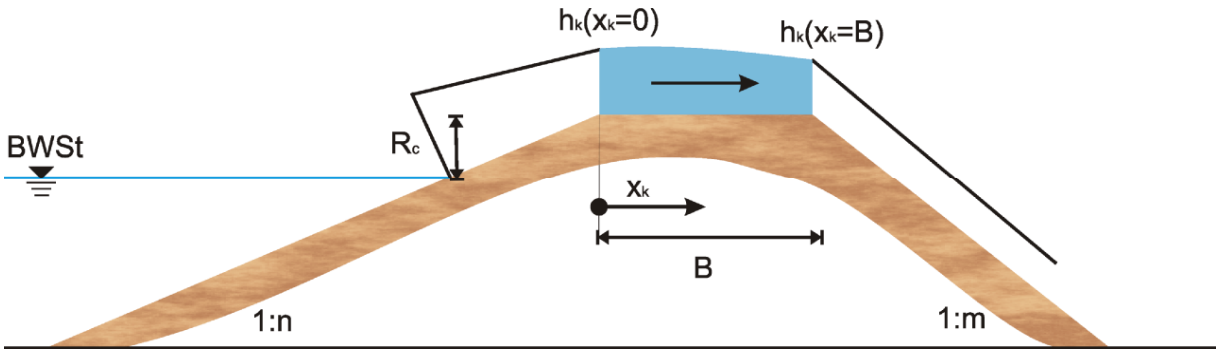


Abb. 5.49: Definitionsskizze für die Schichtdicke auf der Krone

Der Beiwert c_3 ist in Abhängigkeit der Parametrisierung des Seegangs gegeben. Für Wellenspektren wird ein Wert von 0,75 empfohlen. Die Gleichungen nach Schüttrumpf (2001) sehen die Anwendung der Seegangsparameter aus dem Zeitbereich vor. In dem zu den GWK-Versuchen gehörenden Bericht sind die spektralen Seegangsparameter angegeben (Oumeraci et al., 2001) und können nicht ohne Umrechnung auf die Gleichung von Schüttrumpf angewendet werden. Da aber im Wesentlichen die Gleichungen übereinstimmen, nur der Beiwert c_3 den untersuchten Spektren angepasst ist, wird nur diese Gleichung zum vergleich herangezogen.

Auch in das Eurotop-Manual (2007) sind die Gleichungen von Schüttrumpf (2001) ohne Änderung aufgenommen worden (Gl. 5.13 und Gl. 5.15), jedoch wird die Auflaufhöhe anders berechnet:

$$A_{98} = 1{,}65 \cdot H_{m0} \cdot \xi_{m\text{-}1,0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \qquad \text{Gl. 5.16}$$

mit einem Maximum von:

$$A_{98} = 1{,}00 \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4{,}0 - \frac{1{,}5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \qquad \text{Gl. 5.17}$$

mit:	A_{98}	:	Wellenauflaufhöhe	[m]
	H_{m0}	:	signifikante Wellenhöhe aus Spektrum	[m]
	$\xi_{m\text{-}1,0}$	:	Brecherkennzahl = $\tan\alpha$ / ($\sqrt{H_{m0} / L_0}$)	[-]
	L_0	:	Tiefwasserwellenlänge = $g \cdot T_{m\text{-}1,0}^2 / (2\,\pi)$	[m]
	γ_i	:	empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme, der Rauigkeit bzw. des Wellenangriffswinkels	[-]

In die Auflaufformel des Eurotop-Manuals (2007) fließen andere empirische Parameter ein (Gl. 5.16), als in der ursprünglich zu den Schichtdickengleichungen gehörenden Auflaufformel (Gl. 5.14). Außerdem werden nach Schüttrumpf (2001) die Seegangsparameter des Zeitbereichs verwendet, im Eurotop-Manual hingegen aus dem Frequenzbereich. Die Abminderungsfaktoren für den Einfluss der Berme, der Rauigkeit und der Wellenangriffsrichtung sind nur in der Gleichung des Eurotop-Manuals implementiert. Weiterhin fließt in die Auflaufberechnung nach Schüttrumpf (2001) die Brecherkennzahl als Hyperbelfunktion ein, während im Eurotop-Manual die Auflaufhöhe durch eine weitere Gleichung (Gl. 5.17) eingeschränkt wird.

Dadurch, dass die Auflaufhöhe anders berechnet wird, wird die mittlere Schichtdicke stark überschätzt (Abb. 5.50). Hier muss an einer empirischen Anpassung gearbeitet werden, die bei der Erstellung des Manuals vermutlich übersehen wurde. Die empirische Gleichung nach Oumeraci et al. (2001) zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Messungen. Diese Gleichung ist jedoch an die Versuche empirisch angepasst und damit nicht allgemein gültig.

Das mathematische Modell zeigt - wenn auch unkalibriert - die besten Ergebnisse (Abb. 5.50). Die geringfügige Unterschätzung sollte bis zur endgültigen Kalibrierung, die auf Grund mangelnder Datensätze in diesem Projekt nicht durchgeführt werden kann, durch eine pauschale Erhöhung von 20 % ausgeglichen werden.

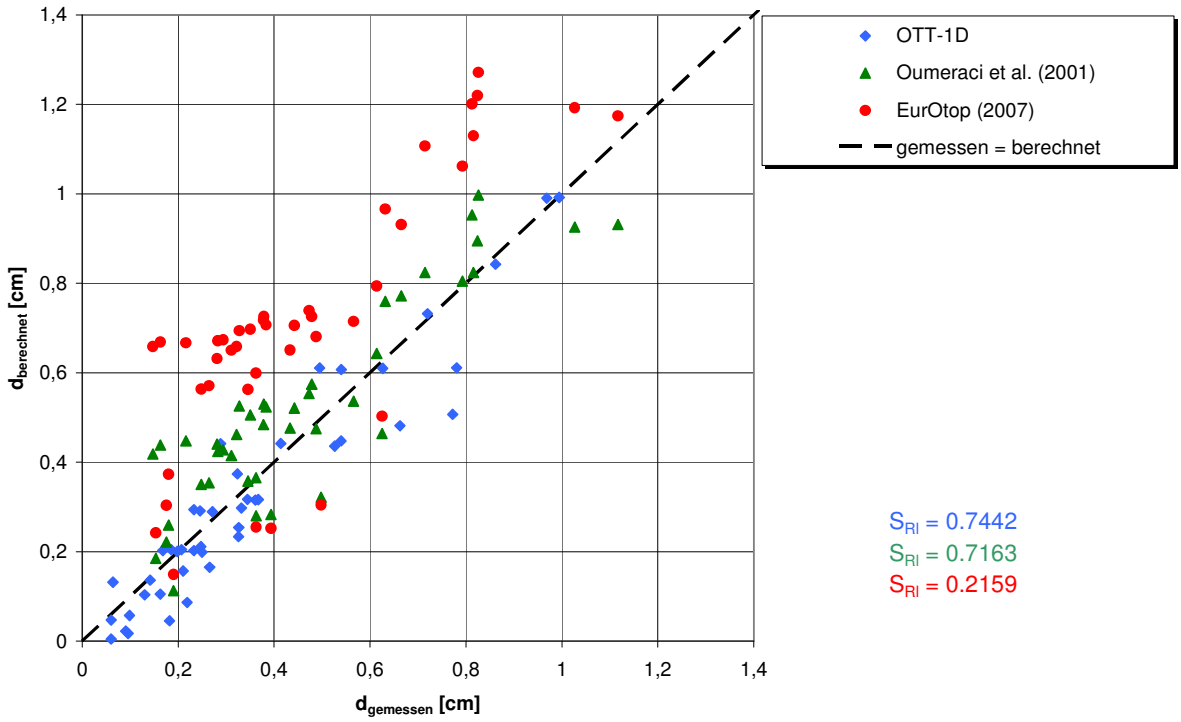


Abb. 5.50: Vergleich der Berechnungsansätze für die mittlere Schichtdicke auf der Kronenmitte

5.7 Geschwindigkeiten - einfache Geometrie - GWK 2000

Für die Validierung von Geschwindigkeiten stehen ebenfalls nur die Versuche aus dem GWK zur Verfügung. Auf der einfachen Deichgeometrie wurden die Strömungen auf der Krone und der Binnenböschung an den Positionen 5 bis 14 gemessen (Abb. 5.44). Mit **S**trömungs**p**ropellern (SP) wurde auf der Krone in einem Abstand von 2,5 cm und auf der Binnenböschung in einem Abstand von 1 cm von der Deichoberfläche die Geschwindigkeit gemessen.

Die Geschwindigkeitsverläufe über die Positionen 5 bis 14 weisen große Schwankungen in den Messergebnissen auf (Abb. 5.51). Die gemessenen Geschwindigkeiten zeigen für jeden Versuch einen ähnlichen Verlauf, der vermutlich von der Position der Messgeräte beeinflusst wird. So ist der Abstand der Strömungspropeller zum Kanalrand unterschiedlich, der die Geschwindigkeit des Wellenüberlaufschwalls zu bremsen scheint (Abb. 5.52). Die SP an den Positionen 6 und 8 sind näher am Rand angeordnet und zeigen fasst immer niedrigere Geschwindigkeiten, als der SP an Position 7. Auf der Binnenböschung ist die Situation ähnlich. An den Positionen 11 und 13 werden geringere Geschwindigkeiten gemessen, als an den umliegenden Positionen. Die Verläufe aller Versuchsreihen sind in Anlage D dargestellt.

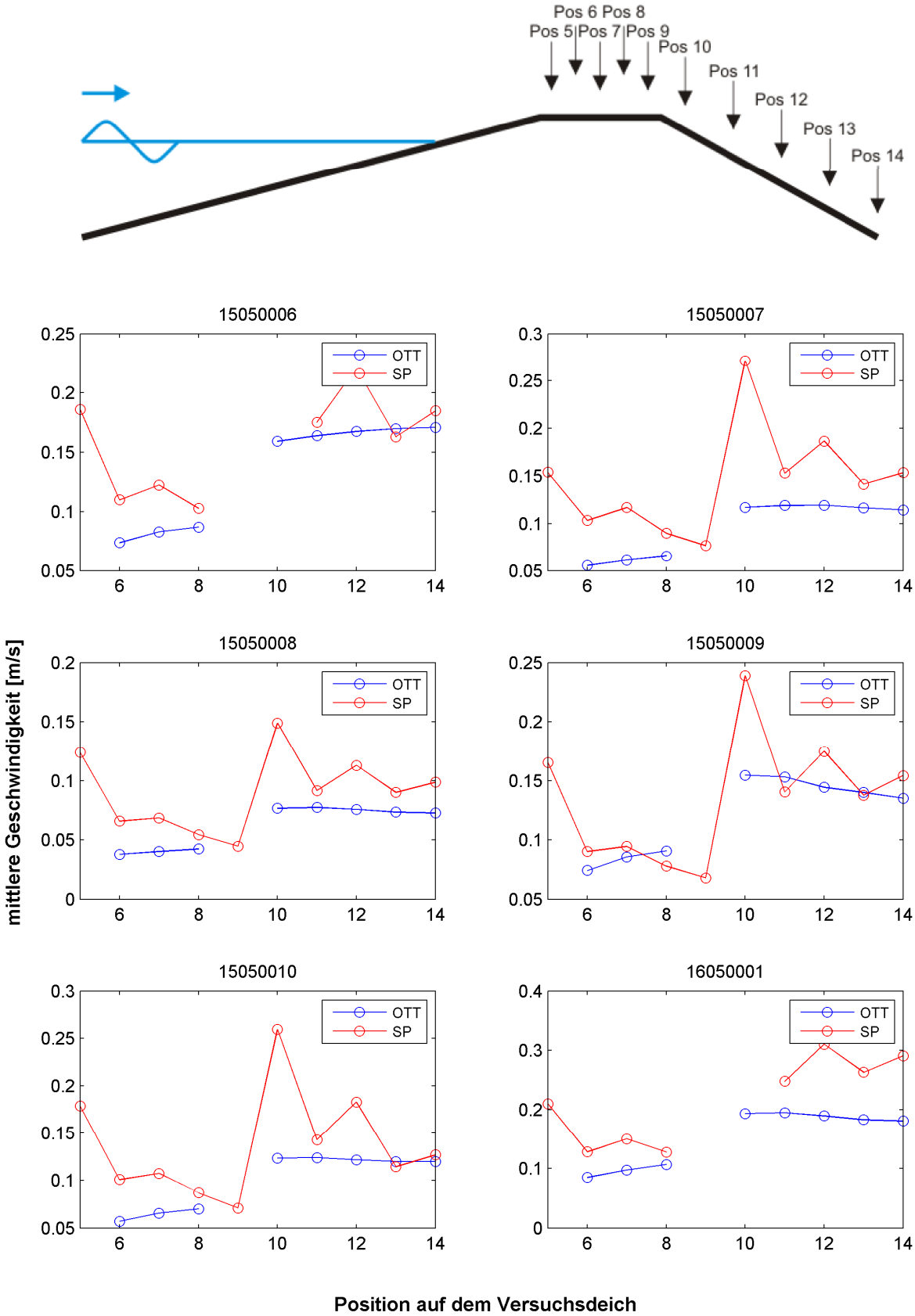


Abb. 5.51: Vergleich der gemessenen und berechneten mittleren Strömungsgeschwindigkeit für die Versuche 15050006 bis 16050001



Abb. 5.52: Position der Strömungspropeller auf der Deichkrone (Oumeraci et al., 2001)

Die mit dem mathematischen Modell ermittelten Geschwindigkeiten sind meist deutlich niedriger als die Messwerte. Da das Modell jedoch eine sehr gute Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Werten beim Wellenüberlauf zeigt, der im Modell über die Parameter Schichtdicke und Geschwindigkeit bestimmt wird, müssen für diese beiden Parameter auch naturnahe Ergebnisse erzielt werden. Bei der mittleren Schichtdicke auf der Deichkrone, wo auch die mittlere Wellenüberlaufrate bestimmt wird, wurde dieses bereits nachgewiesen (Abschnitt 5.6). Daher muss auch die mittlere Strömungsgeschwindigkeit auf der Deichkrone vom Modell zuverlässig berechnet werden. Insofern liegt es nahe, die Geschwindigkeitsmessungen als fehlerbehaftet anzusehen.

6 Parameterstudie

Zur Bewertung von Schädigungsmechanismen hinsichtlich ihrer Relevanz für den Bemessungsfall wird nachfolgend eine Parameterstudie anhand repräsentativer Deichquerschnitte bei Variation der Bemessungswasserstände, des Bemessungsseegangs und der Erdbaustoffe vorgenommen. Bei dem ersten Beispielquerschnitt handelt es sich um einen scharliegenden Deich in der ostfriesischen Ostermarsch bei Norddeich. Als weiteres Beispiel wird das Bemessungsverfahren auf einen Ästuardeich an der Weser angewandt. Drittes Beispiel ist ein Vorlanddeich an der Wurster Küste. Die exemplarische Überprüfung der statischen und funktionalen Ausnutzung verdeutlicht die Zusammenführung der Ergebnisse beider Teilvorhaben INTBEM A und INTBEM B zur integrierten Bemessung und verifiziert die praktische Anwendbarkeit. Die bodenmechanischen Kennwerte und die geotechnische Bemessung sind im Teilvorhaben INTBEM A erarbeitet worden; ihre Ermittlung und Bewertung können dem zugehörigen Abschlussbericht entnommen werden (Richwien et al., 2010).

6.1 Deichquerschnitt Ostermarsch

Bei dem ersten Deichquerschnitt handelt es sich um einen scharliegenden Deich in der Ostermarsch (Abb. 6.1 und Abb. 6.2).

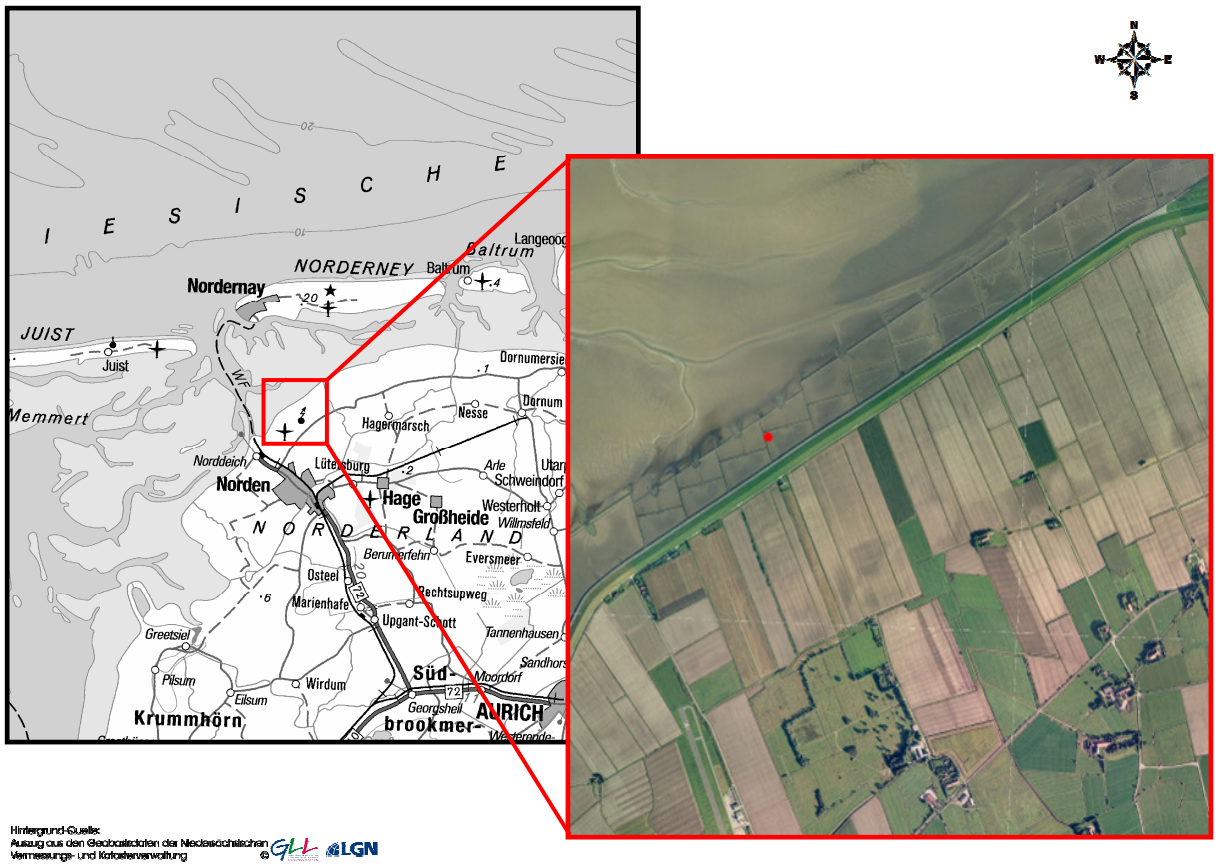


Abb. 6.1: Lage des repräsentativen scharliegenden Deiches

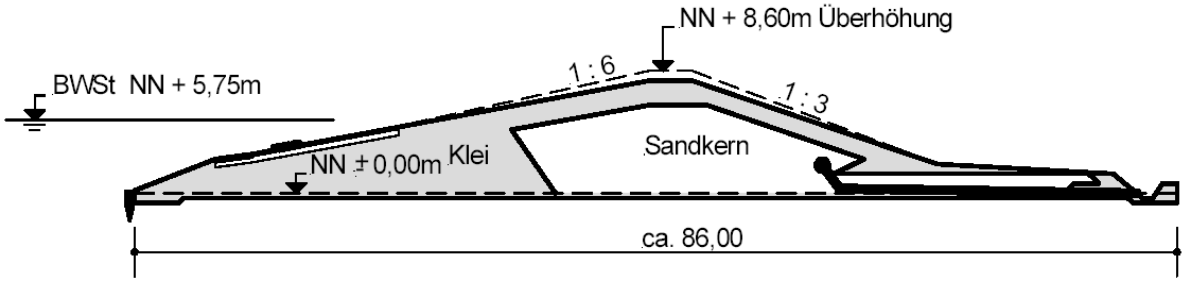


Abb. 6.2: Querschnitt des scharliegenden Deiches in der Ostermarsch

Der Deich ist mit seiner 1:6 geneigten Außenböschung, der 3 m breiten Krone und der 1:3 geneigten Binnenböschung ein typischer Querschnitt für die Nordseeküste. Der Deichfuß ist bis NN +3,00 m im Verhältnis 1:3 geneigt. Die Höhe des Deiches ist auf 7,8 m festgelegt. Messungen zeigen jedoch, dass die vorsorgliche Überhöhung auch nach Jahren der Setzung und Sackung immer noch weitgehend vorhanden ist; entsprechend der Realität wird hier die Isthöhe angesetzt. Der Deich besteht aus einem drainierten Deichkern mit einer 1 bis 1,5 m dicken Kleiüberdeckung. Am

Deichfuß befindet sich ein Kleikeil. Für das Deckwerk werden im Laufe des Projektes unterschiedliche Varianten unabhängig vom Aufbau des oben dargestellten Querschnitts untersucht. Ebenso werden verschiedene Böden für die Abdeckung einbezogen.

Um die Strömungsgrößen auf dem Deich mit OTT-1D (Dodd, et al., 1998) berechnen zu können, muss zunächst der Seegang vor dem Deichfuß als Randbedingung bekannt sein. Dieser Seegang wird mit dem mittlerweile für weite Küstenbereiche bewährten vollspektralen Seegangsmodell SWAN (**S**imulation **Wa**ves **N**earshore) der 3. Generation (Ris et al., 1995; Holthuisen et al., 1998; Booij et al., 1999) modelliert. Dabei werden verschiedene Szenarien um den heutigen BWSt von NN +5,75 m pendelnd angesetzt. Beginnend bei NN +5,00 m wird der Ruhewasserstand in Schritten von 0,5 m auf bis zu NN +7,50 m erhöht. Eine Änderung des Wasserstandes hat immer eine Veränderung des Seegangs zur Folge, d. h. für jeden Wasserstand muss der zugehörige Seegang neu modelliert werden. Ein JONSWAP-Spektrum wird als Antrieb des Seegangsmodells für den Bemessungsfall im Küstenvorfeld der Nordsee vorgegeben. Dieses Spektrum hat eine spektrale, signifikante Wellenhöhe von 10 m und eine Energieperiode von 13,6 s. Der Wind wurde gleichförmig über das Modellgebiet mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Die Erhöhung des Wasserstandes um 2,5 m führt hier zu einem Anstieg der signifikanten Wellenhöhe von 72 cm am zu untersuchenden Deich (Abb. 6.3). Ähnlich verhält sich die Energieperiode (Abb. 6.4). Vor allem im Wattgebiet sind deutliche Unterschiede erkennbar: hier steigt ihr Wert um 1,1 s an.

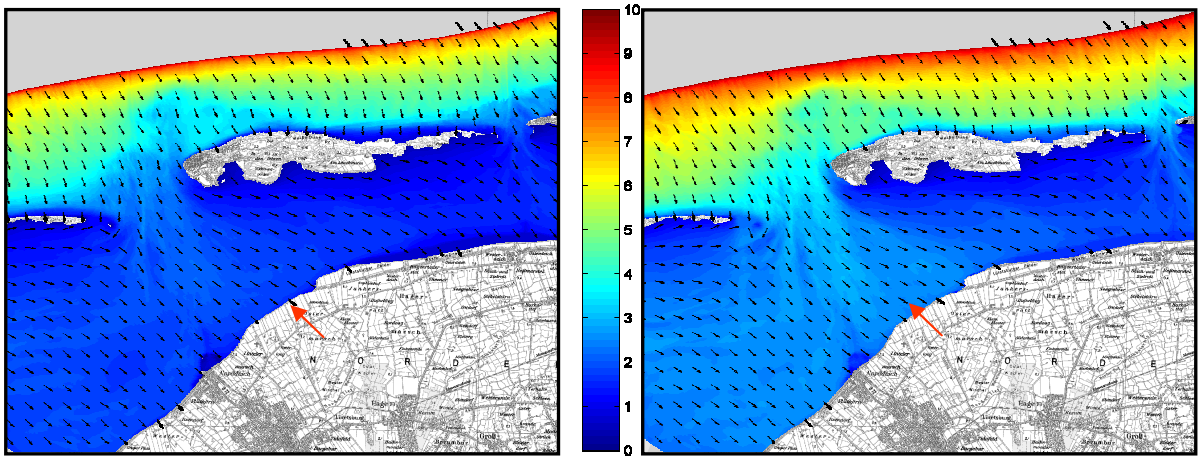


Abb. 6.3: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

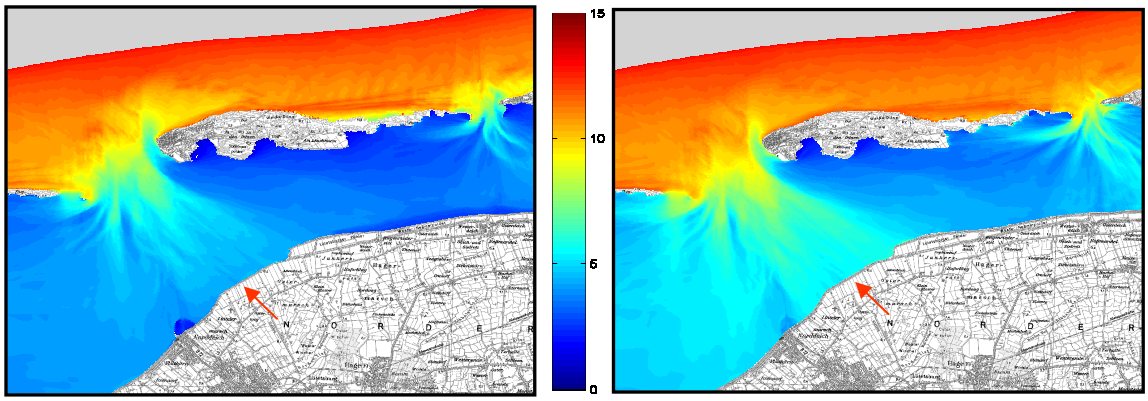


Abb. 6.4: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet (links: RWS = NN +5,00 m, rechts: RWS = NN +7,50 m)

Das Seegangsmodell liefert für jeden beliebigen Punkt des Modellgitters örtliche Seegangsspektren. Hier wird das eindimensionale Spektrum am Deichfuß als Eingangssignal genutzt und in Form einer entsprechenden Zeitreihe an OTT-1D übergeben (Abb. 6.5). Der Vergleich der Energiedichte bei NN +5,00 m und NN +7,50 m zeigt deutlich, dass bei einem höheren Wasserstand wesentlich mehr Seegangsenergie an den Festlanddeich gelangt. So führt nicht allein ein erhöhter Wasserstand zu mehr Wellenüberlauf, sondern zusätzlich die Erhöhung der Energiedichte mit größeren Wellenhöhen und vor allem längeren Wellenperioden. Bemerkenswert ist die überproportionale Zunahme der Energiedichte beim niederfrequenten Sekundärpeak um nahezu das fünffache, während sie gleichzeitig im höherfrequenten Hauptpeak um weniger als das Dreifache wächst (Abb. 6.5).

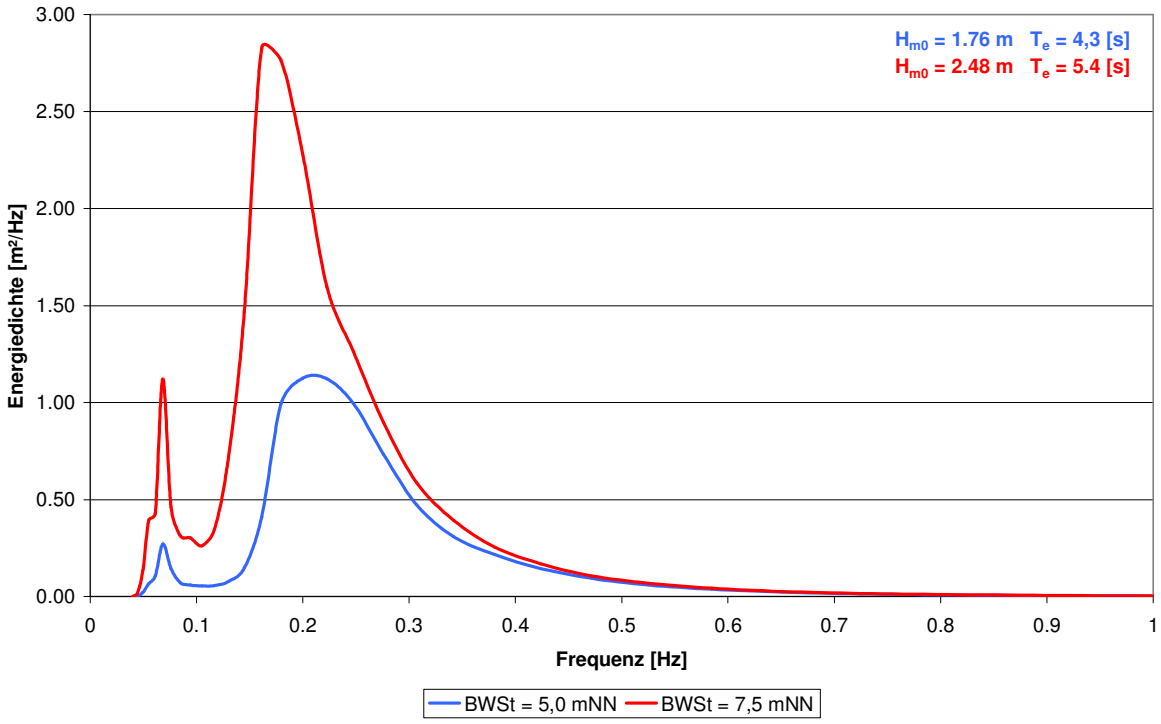


Abb. 6.5: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (scharliegender Deich)

Neben der seeseitigen Randbedingung benötigt OTT-1D für die Berechnungen die Geometrie des Bauwerks, dessen Rauigkeit und numerische Kennwerte. Zu Anfang wurde für die Sensitivitätsstudie das komplette Deckwerk gleichförmig mit einem Rauigkeitsbeiwert von 0,01 bzw. 0,02 versehen, was in etwa der Rauigkeit von Klei (Schüttrumpf et al., 2002) oder einer hydraulisch glatten Böschung aus Asphalt oder Beton (van Gent, 1995) entspricht. Auch für Gras kann ein Beiwert von 0,01 angenommen werden (Hughes, 2007). Räumliche und zeitliche Auflösung wurden zu jeweils 0,1 m bzw. 0,1 s festgelegt. Alle 25 cm werden die Strömungsgrößen ausgelesen.

Als direkte Ausgabegrößen ermittelt das Modell Schichtdicke, Geschwindigkeit und Wasserspiegelauslenkung an jedem gewählten Ausgabepunkt. Durch Multiplikation von Schichtdicke und Geschwindigkeit auf der Krone wird als arithmetisches Mittel über einen vorgegebenen Zeitraum die Wellenüberlaufrate bestimmt, die eine der Belastungsgrößen für die Erosion darstellt. Weiterhin werden als quasistationäre Größen die mittlere Wasserüberdeckung und die mittlere Geschwindigkeit für Infiltration und Erosion benötigt. Für hangparalleles Gleiten werden die Maximalwerte beider Größen übergeben.

Zusätzlich zur mittleren Wasserüberdeckung wird ein weiterer ähnlicher Parameter bestimmt. Der Unterschied zur mittleren Wasserüberdeckung besteht darin, dass zuvor ein Grenzwert definiert wird, der die mittlere Sohlschubspannung abdecken soll. Es werden also aus dem Signal für die mittlere Wasserüberdeckung lediglich die Größen berücksichtigt die den Grenzwert überschreiten. Die Daten unterhalb des Grenzwertes werden eliminiert, wodurch sich das Signal nicht mehr auf denselben Referenzzeitraum bezieht wie die anderen quasistationären Größen. Die Dauer des Auftretens dieser Größe wird anteilig bezogen auf den Referenzzeitraum angesetzt.

Die Ergebnisse der verschiedenen Bemessungsszenarien weisen aus, dass die mittleren Wellenüberlaufraten exponentiell mit der Erhöhung des Ruhewasserspiegels ansteigen und nicht linear (Abb. 6.6). Sie erreichen ein Maximum von rund 220 l/(sm) bei dem höchsten angesetzten Szenario. Der Vollständigkeit halber sind alle Rauigkeiten angesetzt worden, die in den Modellierungen verwendet werden. Bei dem Schardeich fließen jedoch nur die Rauigkeiten 0,01 und 0,02 für Gras und Beton in die geotechnischen Berechnungen ein.

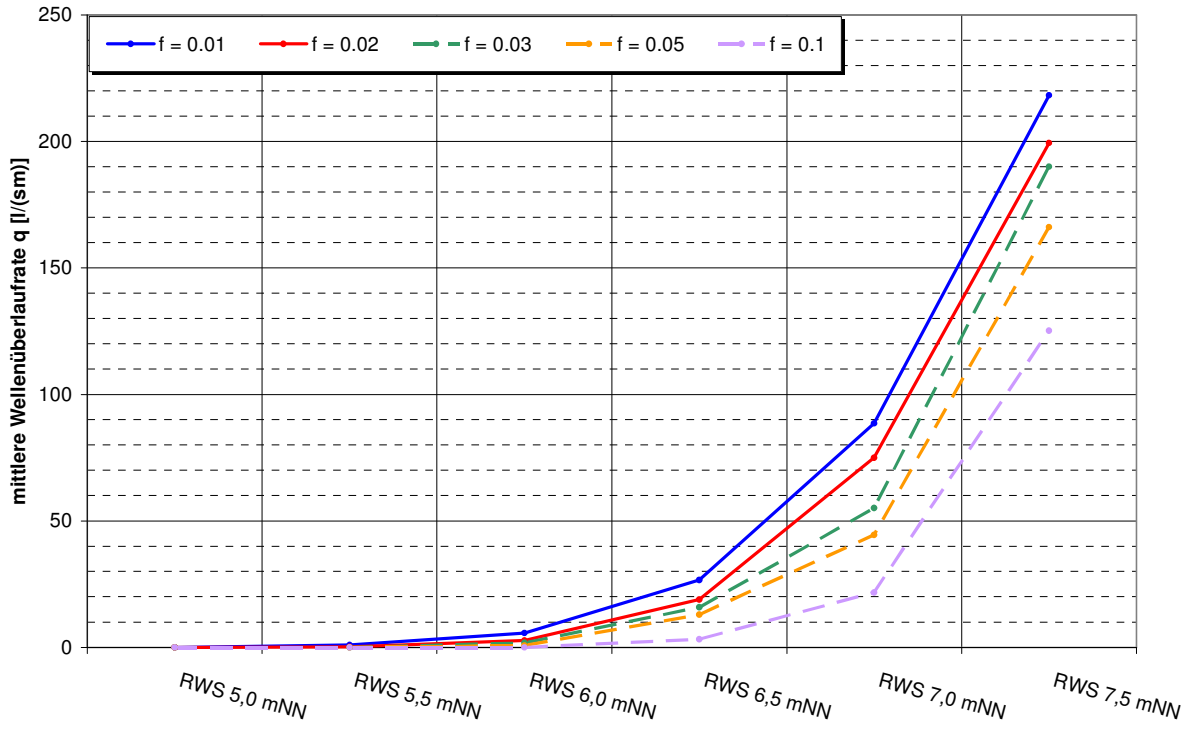


Abb. 6.6: Mittlere Wellenüberlaufraten für verschiedene Bemessungsszenarien

Mit den hydrodynamischen Eingangsgrößen wird am Beispiel des hangparallelen Gleitens der Binnenböschung - die Hauptversagensform der Deiche bei der schweren Sturmflut von 1962 - das geotechnische Ausnutzungspotential des Deiches in Abhängigkeit fünf unterschiedlicher Böden gezeigt (Vergl. Abschlussbericht INTBEM A). Nach dem Bewertungsverfahren nach Weißmann (2003) sind die Böden Cäciliengroden II und Hohenkirchen sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Wustrow und Elisabethgroden 9,0 erfüllen den Eignungsgrad gut geeignet. Wegen seiner Einstufung als leicht plastisch ist der Boden Elisabethgroden 3,5 nur bedingt geeignet.

Das Versagen der Binnenböschung wird über den Ausnutzungsgrad bestimmt, dieser gibt das Verhältnis des Scherwiderstands der Abdeckung zu der einwirkenden Scherbeanspruchung wieder. Scherwiderstand und Scherbeanspruchung sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 verringert bzw. beaufschlagt. Im Falle $\alpha < 1{,}0$ ist die Scherbeanspruchung kleiner als die Scherfestigkeit, es liegen also Belastungsreserven vor. Ist $\alpha > 1{,}0$ kann die Binnenböschung abrutschen.

Für die untersuchten Böden wird mit Ausnahme des Elisabethgroden 3,5 der Ausnutzungsgrad auch bei einer mittleren Wellenüberlaufrate von über 200 l/(s·m) - also einem BWSt von NN + 7,5 m - nicht überschritten (Abb. 6.7). Der als bedingt geeignet eingestufte Boden Elisabethgroden 3,5 erfüllt bereits bei einer Wellenüberlaufrate von 0 l/(s·m) den Nachweis nicht, obwohl dieser Boden tatsächlich auf einem Deich eingebaut wurde und dieser Deich mit dieser Abdeckung über Jahrzehnte nicht

versagt hat. Es sind also Sicherheitsreserven im bodenmechanischem Ansatz eingebaut; der Boden geht im vernässten Zustand in die Bemessung ein.

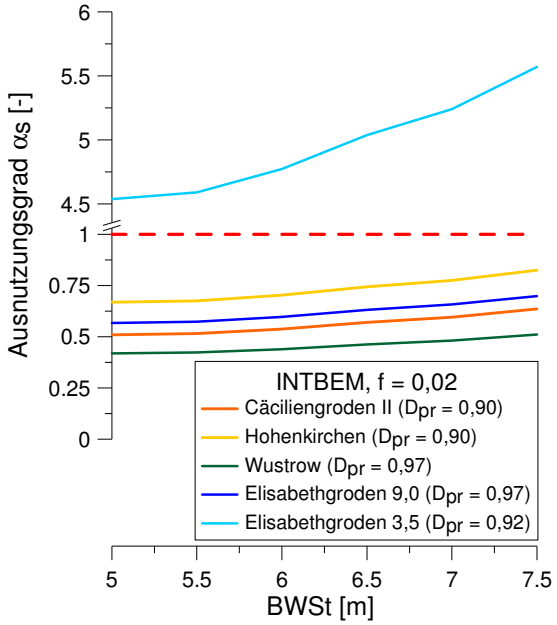


Abb. 6.7: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten für unterschiedliche Böden und unterschiedliche hydrodynamische Belastungen (Richwien et al. 2010)

Die Festigkeit der vernässten Abdeckung hängt davon ab, wie viel Wasser der Boden aufnehmen kann, was wiederum am Porenvolumen des Bodens liegt. Je höher der Verdichtungsgrad des Bodens ist, desto höher ist die Festigkeit des Bodens, da das Porenvolumen geringer ist. Bei dem Boden Hohenkirchen würde eine Verringerung der Verdichtungsgrades auf 0,875 dazu führen, dass der Ausnutzungsgrad bei hohen Wellenüberlaufraten überschritten wird (Abb. 6.8). Mit einem Verdichtungsgrad von D_{pr} = 0,85 kann der Nachweis auch ohne Wellenüberlauf nicht eingehalten werden.

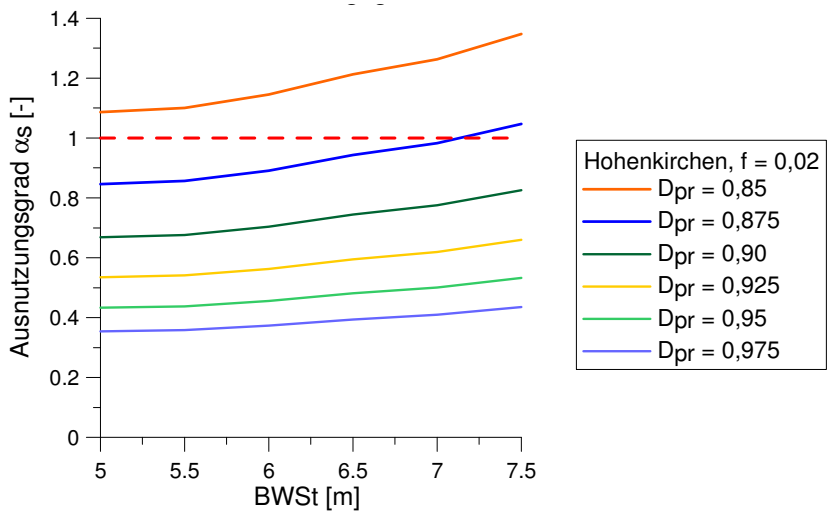


Abb. 6.8: Einfluss des Verdichtungsgrades auf das hangparallele Gleiten (Richwien et al., 2010)

Der derzeitige Bemessungswasserstand von NN +5,75 m führt zu einem Wellenüberlauf von rd. 3 l/(s·m). Untersuchungen an einem realen Deichabschnitt in Delfzijl (Abschnitt 2) zeigten, dass die dortige Grasnarbe der Binnenböschung Überlaufraten von bis zu 50 l/(sm) schadlos überstand (Akkermann et al., 2007). Bei gleicher Widerstandsfähigkeit der Grasnarbe würde der Deich in der Ostermarsch bis zu einem Bemessungswasserstand von NN +6,70 m standsicher sein (Abb. 6.9). Die im Rahmen des Projektes entwickelten bodenmechanischen Bemessungsansätze bestätigen diese Beobachtungen. Der untersuchte Deichquerschnitt zusammen mit einem geeigneten und gut verdichteten Baustoff ist in der Lage einen Anstieg des Bemessungswasserstands und des damit einhergehenden Wellenüberlaufs zu ertragen, ohne seine Standsicherheit zu verlieren. Dadurch wird deutlich, dass die geotechnischen Eigenschaften eine große Rolle bei der Standsicherheit von Deichen im Bemessungsfall spielen und in einem gut unterhaltenen Deich enormes Reservepotential bezüglich der zu erwartenden Belastungen bei einer möglichen Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs steckt. Bereits bei einer zulässigen Wellenüberlaufrate von 10 l/(sm) kann der Deich hier einen Anstieg des Bemessungswasserstands von 40 bzw. 50 cm ertragen.

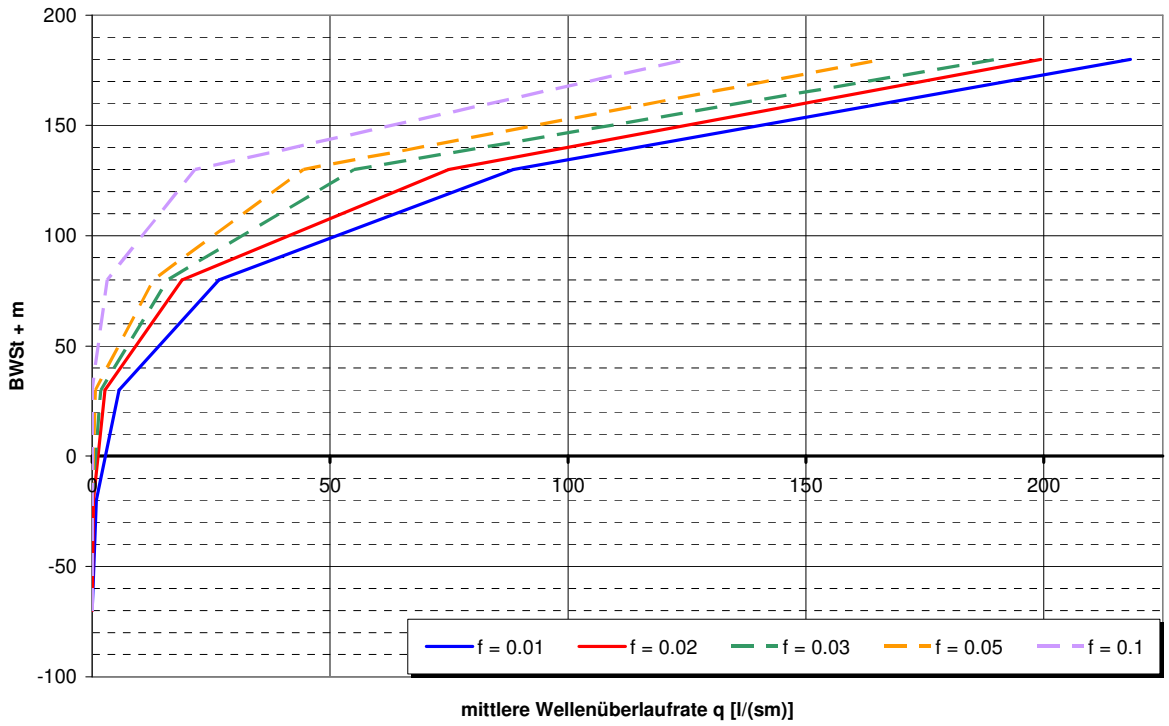


Abb. 6.9: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: scharliegender Deich in der Ostermarsch)

6.2 Deichquerschnitt Weser bei Dedesdorf - Ästuardeich

Der Ästuardeich bei Dedesdorf an der Weser (Abb. 6.10) hat eine für Ästuardeiche typische 1:4 Außenböschungsneigung. Die Breite der Krone beträgt 3 m und die Binnenböschung ist 1:3 geneigt (Abb. 6.11). Die Höhe des Deiches beträgt an dieser Stelle NN +7,77 m. Er besteht vollständig aus Klei.

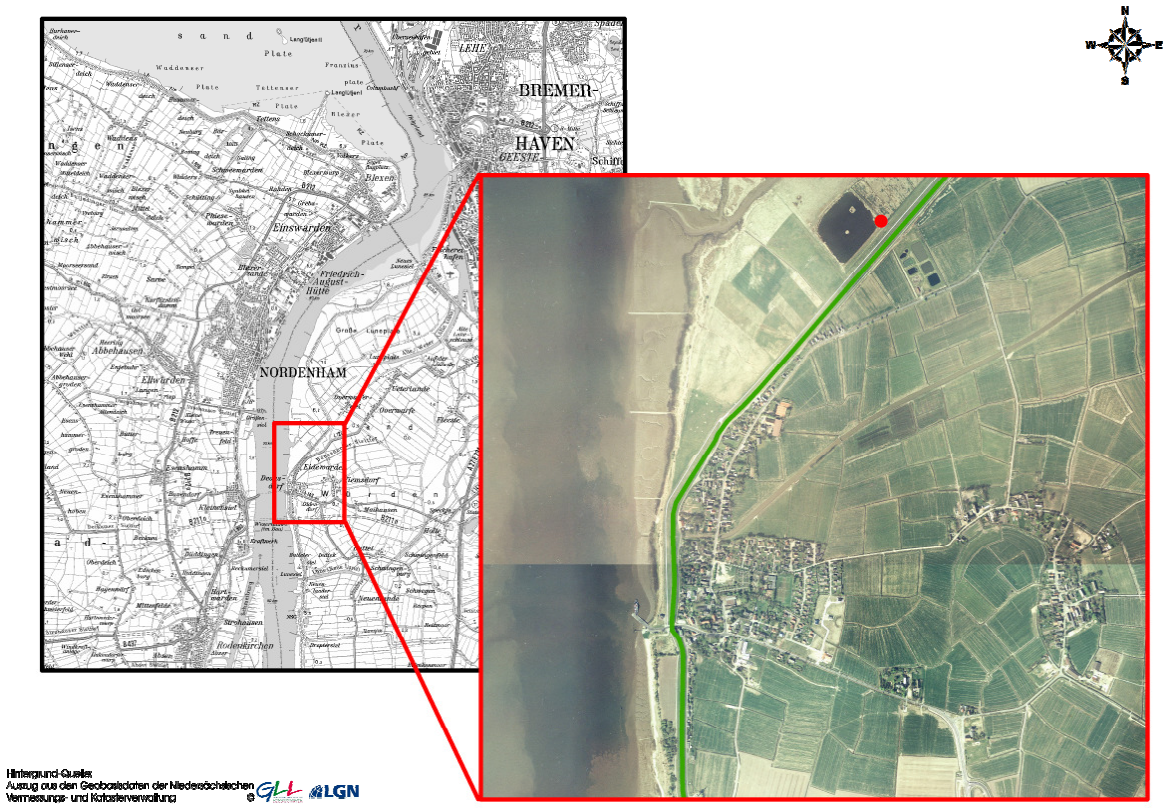


Abb. 6.10: Lage des repräsentativen Ästuardeichs

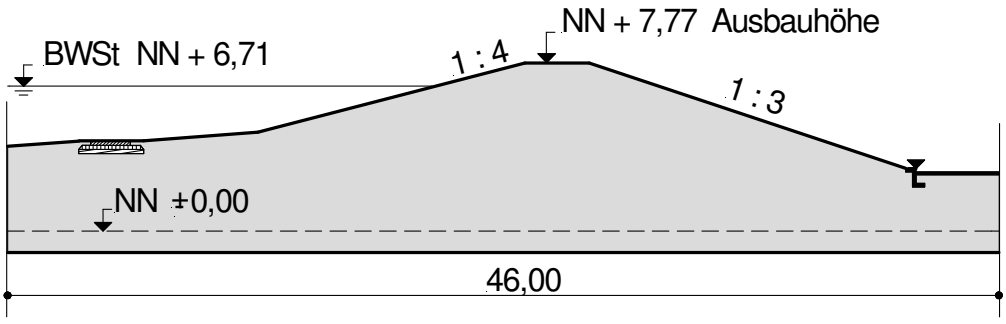


Abb. 6.11: Querschnitt des Ästuardeichs bei Dedesdorf

Der Seegang am Deichfuß wird wie im ersten Beispiel mit dem Seegangsmodell SWAN für verschiedene Ruhewasserspiegel ermittelt. Das Modell wird im Küstenvorfeld durch ein JONSWAP Spektrum mit einer signifikanten Wellenhöhe von 10 m und einer Energieperiode von 13,6 s angetrieben. Der Wind wird gleichförmig mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Beginnend bei NN +6,30 m wird der Wasserstand in 20 cm Schritten auf NN +7,70 m erhöht. Dadurch steigt die signifi-

kante Wellenhöhe von 0,71 m auf 0,80 m (Abb. 6.12). Die Energieperiode bleibt an der betrachteten Stelle gleich (Abb. 6.13). Der heutige BWSt liegt bei NN +6,71 m (Knaack & Niemeyer, 2007).

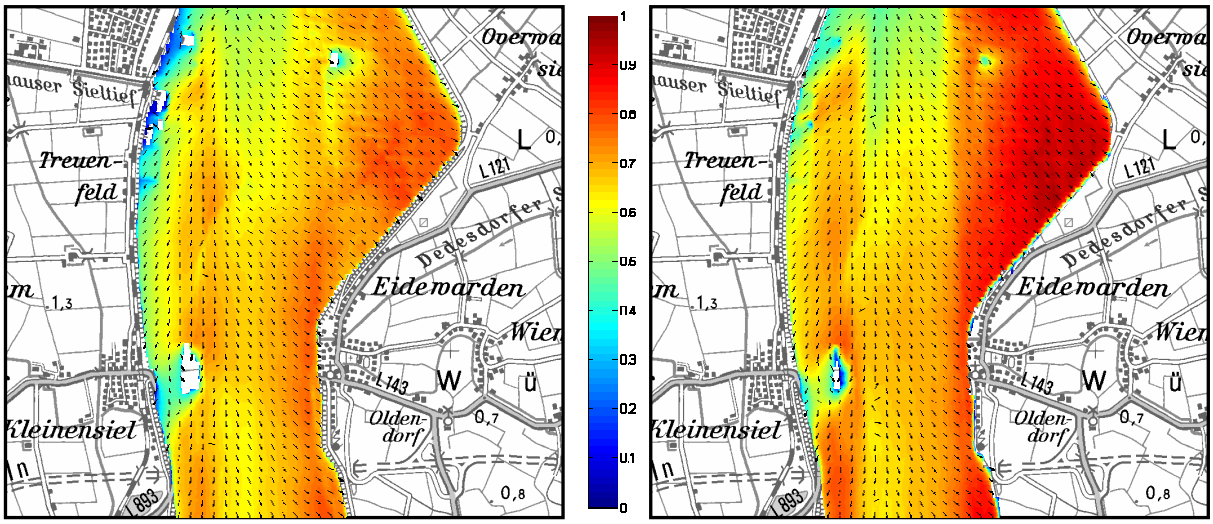


Abb. 6.12: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

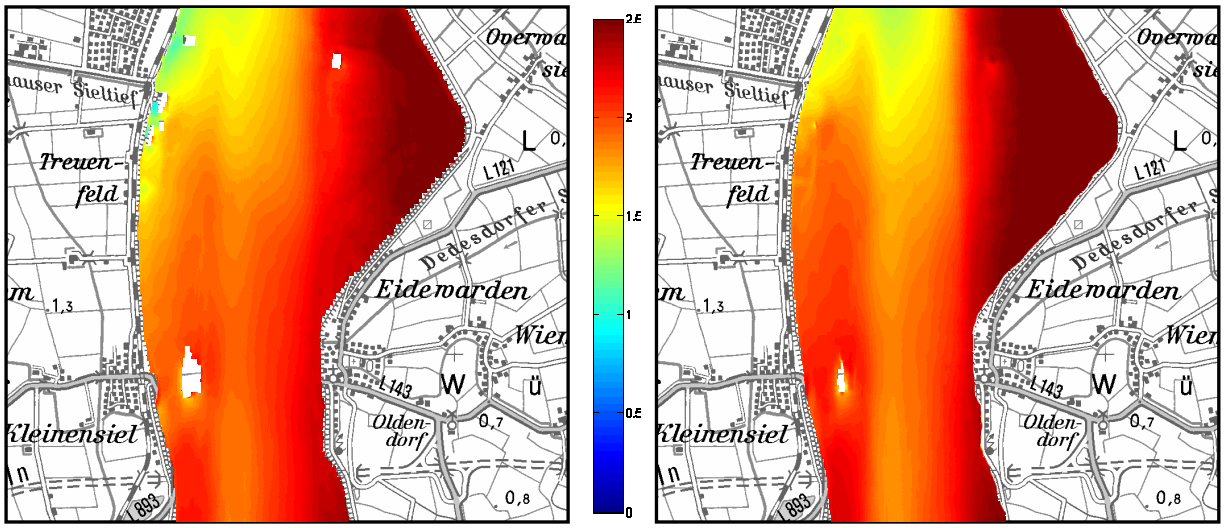


Abb. 6.13: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet (links: RWS = NN +6,30 m, rechts: RWS = NN +7,70 m)

Das mit SWAN ermittelte eindimensionale Spektrum am Deichfuß wird an OTT-1D übergeben (Abb. 6.14). Der Vergleich der Energiedichte der Randszenarien zeigt, dass durch den Anstieg des Wasserstandes deutlich mehr Energie an den Ästuardeich gelangt. Der Unterschied ist zwar nicht so gravierend wie beim scharliegenden Deich, führt aber trotzdem zu einer starken Wellenüberlaufbelastung (Abb. 6.15).

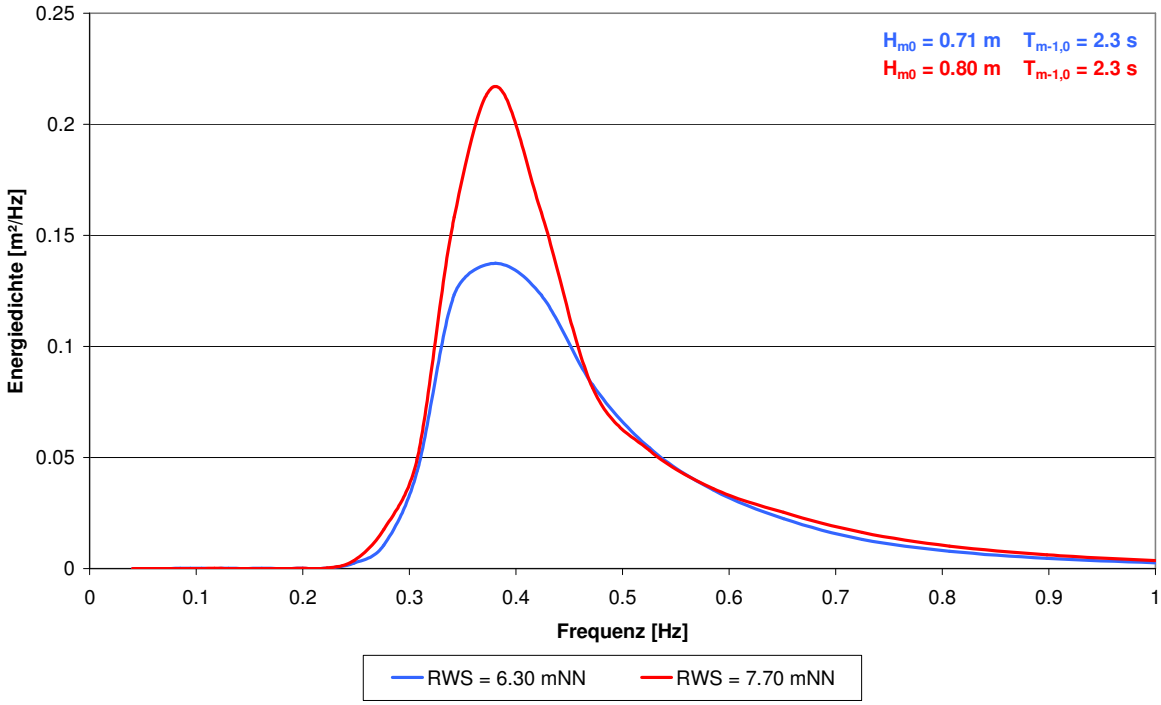


Abb. 6.14: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Ästuardeich)

Für die Sensitivitätsstudie wurden auf dem gesamten Deichkörper verschiedene Rauigkeitsbeiwerte von hydraulisch glatt (f = 0,01) bis hydraulisch rau (f = 0,1) angesetzt. Dabei kann der Beiwert 0,01 für die Rauigkeit von Gras angenommen (Hughes, 2007). Die Rauigkeit von Beton liegt zwischen 0,01 und 0,02 (Hughes, 2007; Schulz, 1992). Der Wert 0,1 entspricht in etwa einer Bruchsteinaufschüttung (Cornett & Mansard, 1994). Betonplatten, Pflastersteine, u. ä. werden exemplarisch durch die Rauigkeitsbeiwerte 0,03 und 0,05 abgedeckt. Die räumliche und zeitliche Auflösung wurde im Modell zu 0,1 m bzw. 0,1 s festgelegt. Die Strömungsgrößen werden im Bereich der Krone alle 50 bis 75 cm ausgegeben; auf den Böschungen alle 100 cm. Die Ausgabegrößen werden analog zum scharliegenden Deich bestimmt und den Projektpartnern für die Ermittlung der Belastbarkeit zur Verfügung gestellt.

Bei einem RWS von NN +6,30 m - NN +6,70 m finden keine Wellenüberlaufereignisse statt. Erst ab NN +6,90 m kann bei einer glatten Oberflächenbeschaffenheit (z.B. Gras) das Wasser über die Krone gelangen (Abb. 6.15). Auch beim Bemessungswasserstand findet damit kein Wellenüberlauf statt. Ursache dafür ist, dass die Deichhöhe an der betrachteten Stelle 12 cm über der Sollhöhe liegt. Im Vergleich zum scharliegenden Deich (Abb. 6.6) fließt hier bei dem höchsten RWS-Szenario weniger Wasser über die Krone, auch wenn die Krone lediglich 7 cm über dem Wasserspiegel liegt. Hier erzeugt zwar fast jede Welle in ein Überlaufereignis, jedoch sind die Wellenhöhen und -perioden wesentlich geringer und damit auch das überlaufende Wasservolumen. Setzt man eine Widerstandfähigkeit gegen Wellenüberlauf der Grasnarbe (f = 0,01) von beispielsweise 10 oder 50 l/(sm) voraus, kann der Deich

einen Anstieg des erlaubten Bemessungswasserstands von 60 bis 80 cm schadensfrei überstehen.

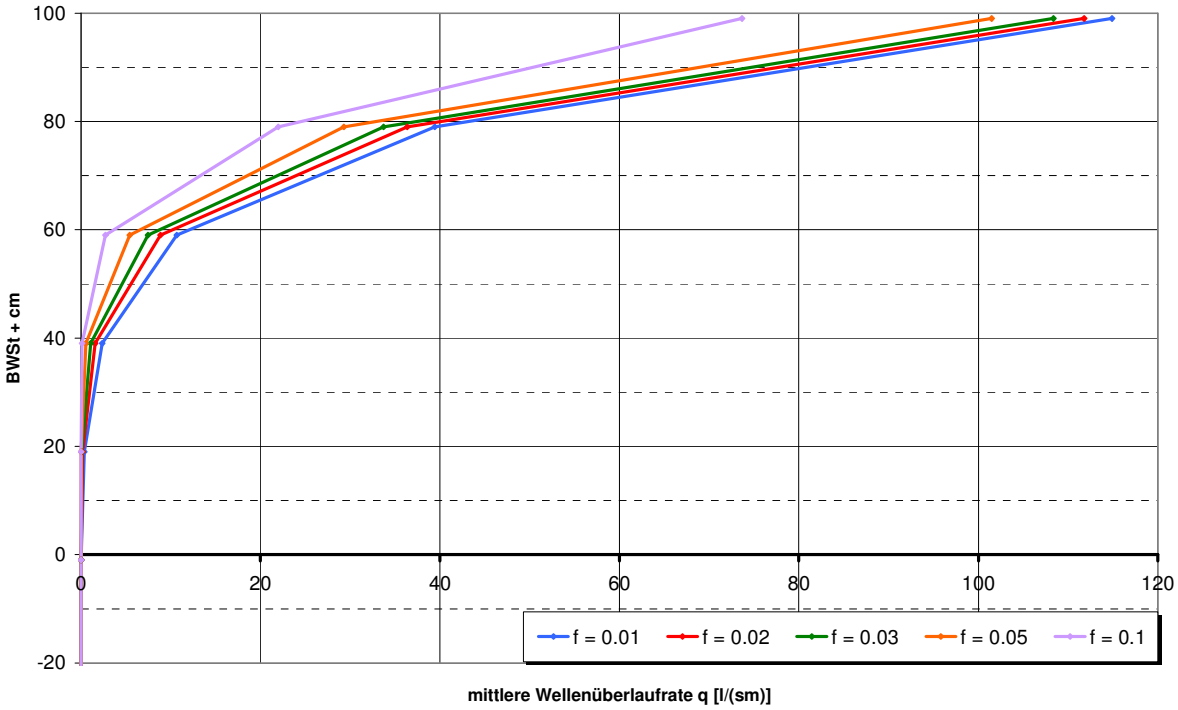


Abb. 6.15: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: Ästuardeich bei Dedesdorf)

6.3 Deichquerschnitt Wursten bei Cappel-Neufeld - Vorlanddeich

Das dritte Beispiel behandelt einen Vorlanddeich mit der Höhe NN +8,77 m bei Cappel-Neufeld (Abb. 6.16). Die Außenböschungsneigung beträgt 1:6, die Krone ist mit 1,19 m nicht halb so breit, wie die Krone der bisherigen Beispiele und die Binnenböschung ist 1:3 geneigt (Abb. 6.17). Ab NN +3,30 m beginnt das mehr als 70 m breite Vorland. Der Deich besteht aus einem undrainierten Sandkern mit einer Kleiabdeckung. Am Deichfuß befindet sich ein Kleikeil.

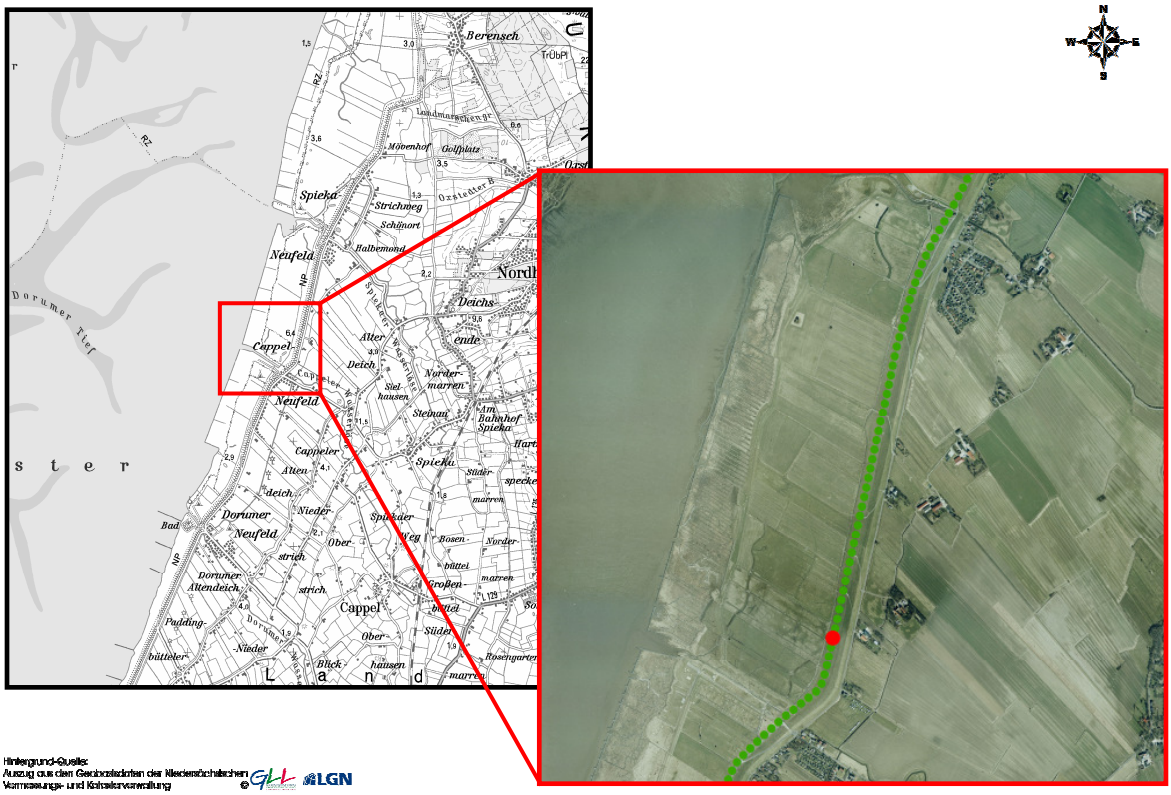


Abb. 6.16: Lage des repräsentativen Vorlanddeichs

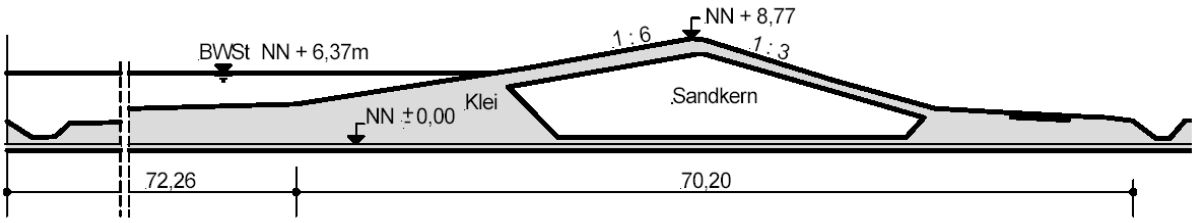


Abb. 6.17: Querschnitt des Vorlanddeichs bei Cappel Neufeld

Zur Ermittlung der hydrodynamischen Belastung des Bauwerks werden mit Hilfe des mathematischen Seegangsmodells SWAN die Randbedingungen für OTT-1D berechnet. Die Modellierung erfolgt abgestuft: Im Küstenvorfeld wird ein großräumiges Modell eingesetzt, das die Steuerung des kleinräumigen, hoch aufgelösten Lokalmodells im Deichvorfeld übernimmt. Mit diesen verbundenen Modellen wird der Seegang für verschiedene Szenarien beginnend bei NN +6,25 m bis NN +8,25 m in Schritten von 25 cm berechnet. Im Küstenvorfeld wird das Modell durch ein JONSWAP Spektrum mit einer Wellenhöhe von 10 m und einer Energieperiode von 13,6 s angetrieben. Der Wind wird gleichförmig mit einer Geschwindigkeit von 30 m/s aus 315° angesetzt. Die Erhöhung des Wasserstands um 2 m hat einen Anstieg der spektralen signifikanten Wellenhöhe von 79 cm am betrachteten Deichabschnitt zur Folge (Abb. 6.18); die Energieperiode wächst um 1,5 s (Abb. 6.19). Bei diesen Wasserständen ist das Vorland überflutet. Daher kann der Seegang mit SWAN bis kurz vor dem Bauwerksfuß bestimmt werden. Wirkungen des Vorlands auf den Seegang

werden durch das Seegangsmodell berücksichtigt und fließen mittelbar in die Modellierung mit OTT-1D ein.

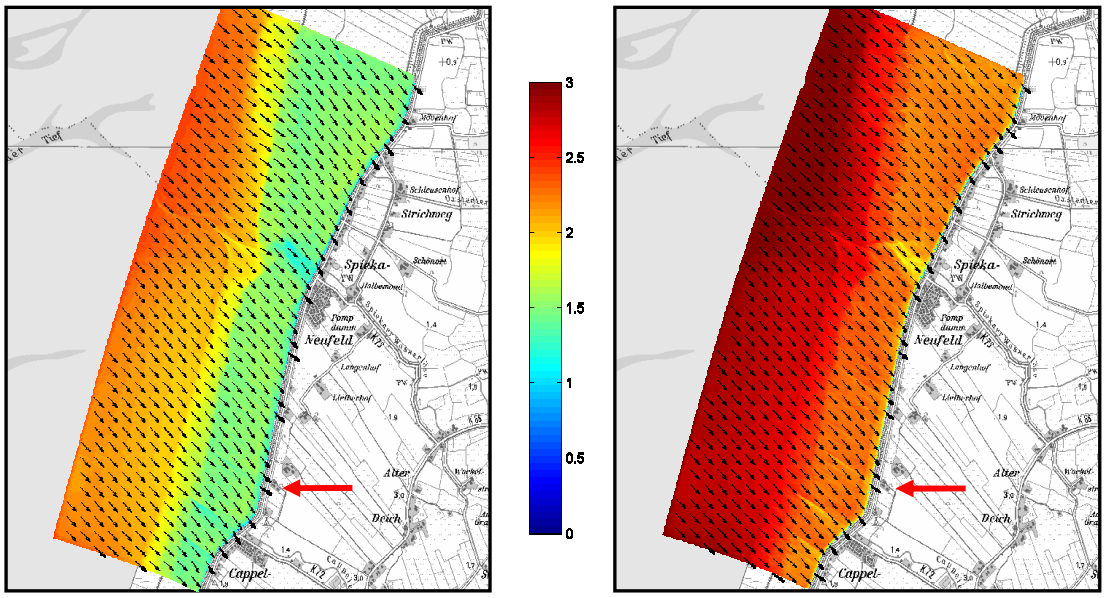


Abb. 6.18: Spektrale signifikante Wellenhöhen H_{m0} und mittlere Wellenangriffsrichtungen Θ im Modellgebiet vor dem Deich (links: RWS = NN +6,25 m, rechts: RWS = NN +8,25 m)

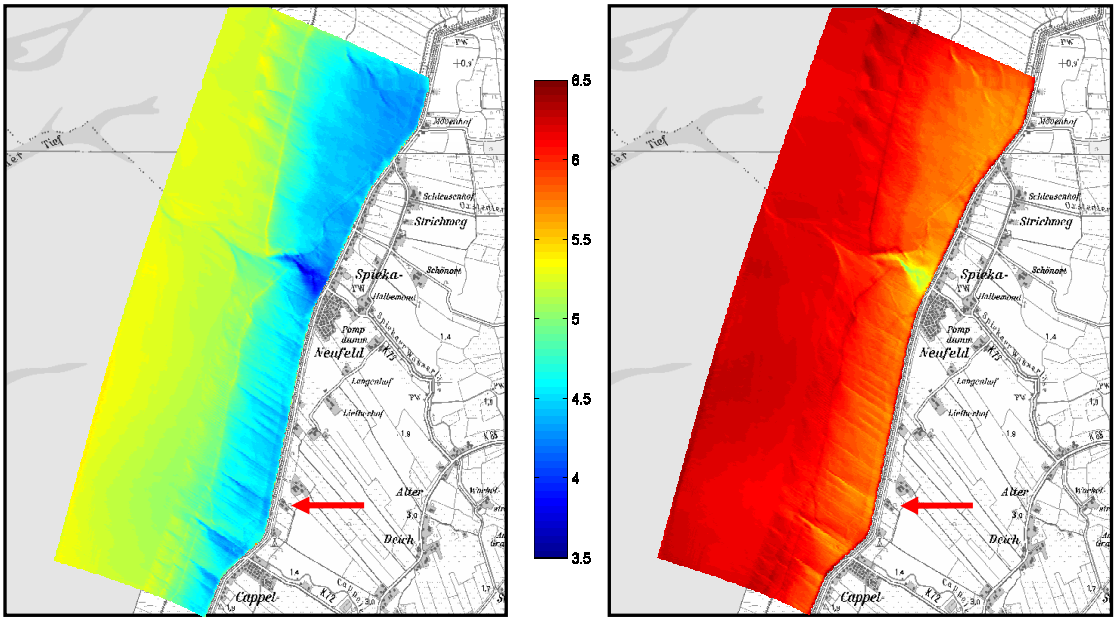


Abb. 6.19: Energieperioden $T_{m-1,0}$ im Modellgebiet vor dem Deich (links: RWS = NN +6,25 m, rechts: RWS = NN +8,25 m)

Ähnlich wie beim scharliegenden Deich ist hier ein deutlicher Zuwachs der Energiedichte zwischen den Randszenarien zu verzeichnen (Abb. 6.20). Ein zweiter Peak im niedrigen Frequenzbereich bildet sich aus.

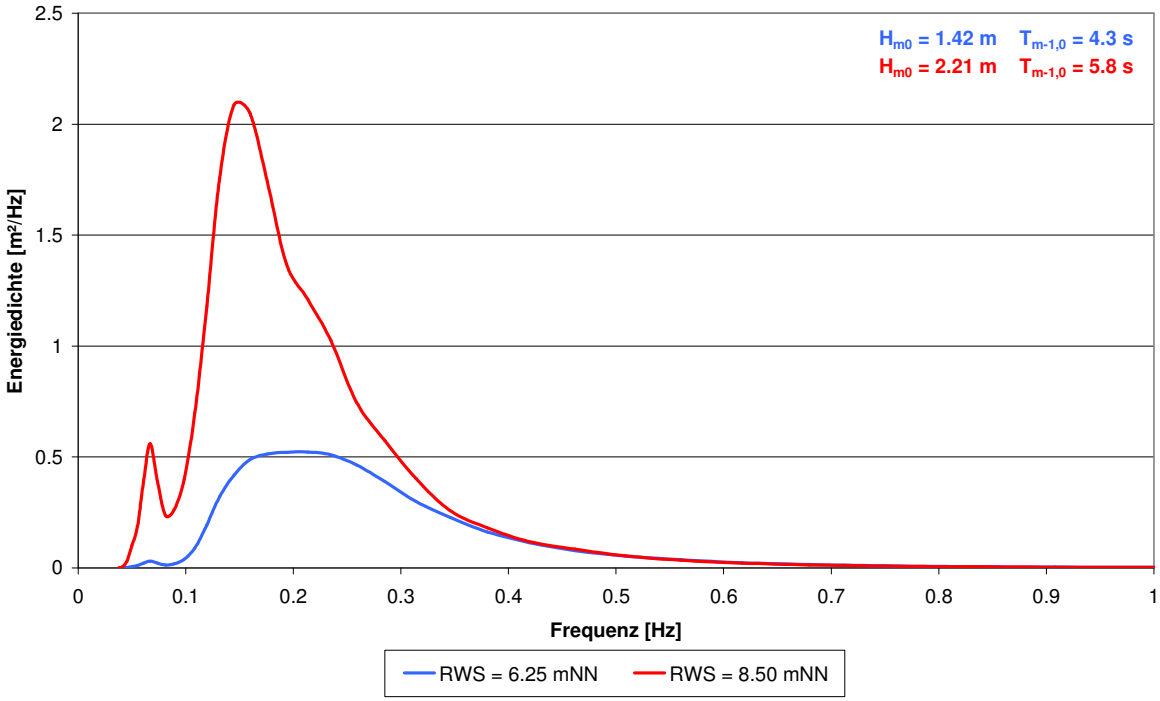


Abb. 6.20: Energiedichtespektren der Randszenarien am Deichfuß (Vorlanddeich)

Die Rauigkeit des Bauwerkes wird analog zum Ästuardeich von hydraulisch glatt (f = 0,01 - Gras) bis hydraulisch rau (f = 0,1 - Bruchstein) gleichförmig über den Querschnitt angesetzt. Die räumliche und zeitliche Auflösung wurde im Modell zu 0,1 m bzw. 0,1 s festgelegt. Die Strömungsgrößen werden alle 100 cm ausgegeben. Auf der Deichkrone werden Anfang, Mitte und Ende berücksichtigt. Die Ausgabegrößen werden analog den beiden vorherigen Beispielen bestimmt.

Die Wellenüberlaufmengen liegen wie auch die Wellenhöhe und Wellenperiode in einer ähnlichen Größenordnung wie beim scharliegenden Deich. Beim Bemessungswasserstand von NN +6,60 m (Kraatz et al., 2009) setzt langsam der Wellenüberlauf ein, der sich bei einem RWS von NN +8,00 m in Abhängigkeit von der Rauigkeit auf über 200 l/(sm) steigert (Abb. 6.21). Setzt man eine Widerstandfähigkeit gegen Wellenüberlauf der Grasnarbe (f = 0,01) bei einem Wellenüberlauf von beispielsweise 10 oder 50 l/(sm) voraus, wäre der Deich auch bei einem Anwachsen des Bemessungswasserstands von etwa 30 bis 80 cm funktionstüchtig.

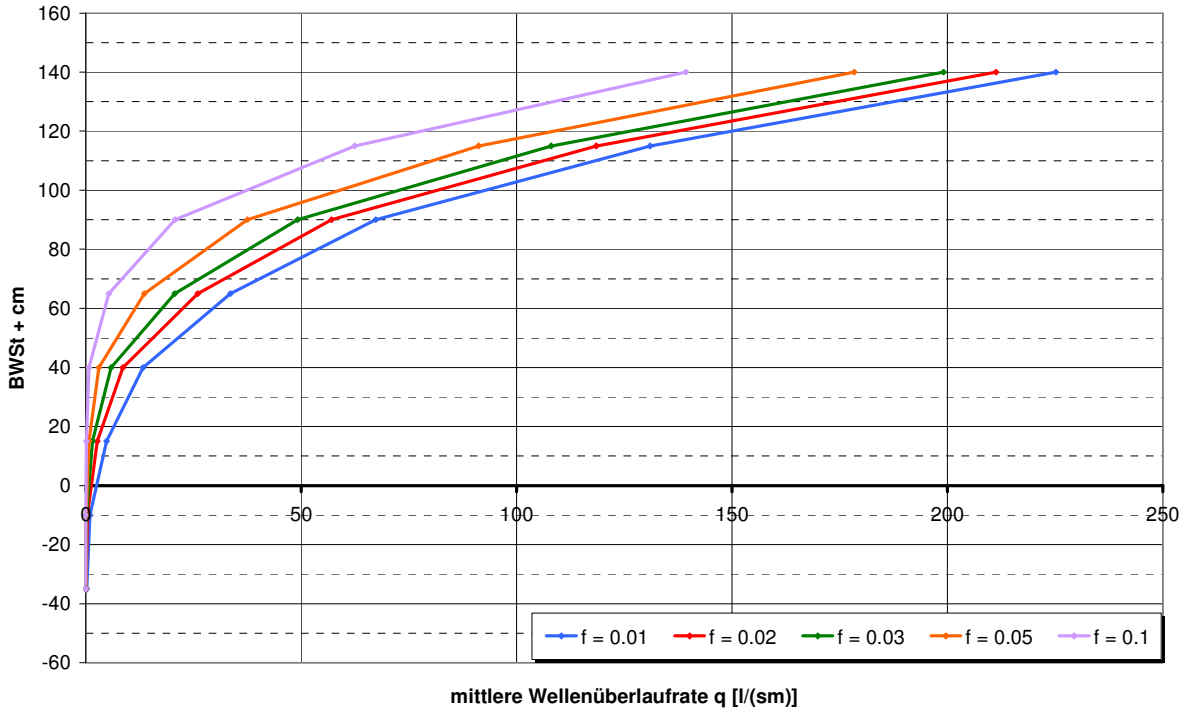


Abb. 6.21: Effekt steigender Wellenüberlaufraten auf die möglichen Höhen des vom Deich zu kehrenden Bemessungswasserstandes (Beispiel: Vorlanddeich bei Cappel-Neufeld)

6.4 Zusammenfassende Bewertung

Die Parameterstudie an den drei untersuchten Deichquerschnitten zeigt, dass durch eine detaillierte Berechnung der hydrodynamischen Belastung in Kopplung mit einer Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften Belastungsreserven eines Deiches quantifizierbar sind und so bei einem möglicherweise beschleunigten Meeresspiegelanstieg und anderen zu höheren Belastungen führenden Klimaänderungsfolgen (Niemeyer, 2004, 2005, 2010; Kaiser et al. 2011; Niemeyer et al. 2011b) Reserven zur Verfügung stehen (Niemeyer et al. 2008, 2009, 2011a). Dies gilt grundsätzlich auch für beliebige Deiche.

Mit dem bewährten vollspektralen Seegangsmodell SWAN der 3. Generation (Ris et al., 1995; Holthuisen et al., 1998; Booij et al., 1999), das weltweit mittlerweile an vielen Küsten angewandt wird, wird der Seegang vor den Bauwerken bestimmt und anschließend als Ausgangsgröße in das mathematische Modell OTT-1D (Dodd et al. 1998) übergeben. Die allgemeine Anwendbarkeit und Naturähnlichkeit des Modells OTT-1D in seiner in diesem Forschungsvorhaben modifizierten Form (Berkenbrink et al., 2011) ist auf Grundlage umfangreicher Datensätze aus hydraulischen Modellversuchen in Wellenkanälen auch für geometrisch stark gegliederte Querschnitte nachgewiesen worden. Es berechnet die Geschwindigkeiten und Schichtdicken in Abhängigkeit von Geometrie und Rauigkeit auf dem gesamten Deichkörper zuverlässig,

woraus weitere Belastungsgrößen wie Wellenüberlauf in gleicher Qualität abgeleitet werden können.

Sind die bodenmechanischen Kennwerte der Deichabdeckung und des Deichkerns sowie die Qualität des Bewuchses auf den Böschungen bekannt, kann mit Hilfe der entwickelten bodenmechanischen Ansätze (Richwien et al, 2010) eine detaillierte Bemessung vorgenommen werden. Die Beispiele der Parameterstudie zeigen, dass Belastungsreserven in Deichen mit geeigneten, gut verdichteten Böden stecken. Untersuchungen an Deichen in der Natur mit einem Wellenüberlaufsimulator bestätigen die Ergebnisse grundsätzlich (Akkermann et al., 2007; van der Meer et al., 2009).

An dem hier untersuchten scharliegenden Deich mit einer entsprechend belastbaren Abdeckung erlaubt bereits eine zulässigen Wellenüberlaufrate von 10 l/(s·m) das Zulassen eines um 40 bis 50 cm höheren Bemessungswasserstands ohne bauliche Veränderungen. Bei einer zulässigen Wellenüberlaufrate von 20 l/(s·m) sind es bereits 60 bis 80 cm. Bei dem hier untersuchten Ästuardeich beträgt die Belastungsreserve bei Zulassen derselben Überlauftoleranz sogar 60 cm für 10 l/(s·m) und 65 cm für 20 l/(s·m). Der untersuchte Vorlanddeich zeigt Reserven von 30 bis 40 cm für 10 l/(s·m) bzw. 45 bis 55 cm für 20 l/(s·m), ohne dass die Binnenböschung durch die Wellenüberlaufbelastung abgleitet.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens können eine Perspektive für die Zukunft mit erheblichem Potenzial, insbesondere als strategische Reserve im Insel- und Küstenschutz bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg sein. Derzeit fehlt aber noch eine hinreichende Absicherung, um die aktuelle Bemessungspraxis entsprechend zu ändern. Vor einer Umsetzung der neu gewonnenen grundsätzlichen Erkenntnisse in die Bemessungspraxis des Insel- und Küstenschutzes bedarf es weitergehender praxisorientierter Untersuchungen zur sicheren Klassifikation von Klei bei Gewinnung, Einbau und im bestehenden Bauwerk. Erst wenn eine Methodik entwickelt ist, mit der bei wirtschaftlich vertretbarem Analyseaufwand eine hinreichend sichere Berücksichtigung der Kleiqualität bei der Bemessung möglich wird, kann über eine Einführung entschieden werden.

Weiterhin stellt sich die Frage bei Zulassen größerer Überlauftoleranzen, ob und wenn inwieweit damit Beeinträchtigungen oder gar Schädigungen im geschützten Bereich einhergehen. Die Verträglichkeit des zu schützenden Bereichs gegenüber größeren Überlaufmengen ist dabei stets im Einzelfall zu prüfen.

7 Abkürzungen und Symbole

Symbol		*Bezeichnung*	*Einheit*
BWSt	=	**B**emessungs**w**asser**st**and	[mNN]
DMD	=	**D**ruck**m**ess**d**ose	
DSP	=	**D**igitale **S**chichtdicken**p**egel	
FDM	=	**F**inite **D**ifferenzen **M**ethode	
FSK	=	**F**orschungs**s**telle **K**üste	
FVM	=	**F**inite **V**olumen **M**ethode	
GWK	=	**G**roßer **W**ellen**k**anal	
HHThw	=	**H**öc**h**stes **T**ide**h**och**w**asser	[mNN]
IGBE	=	**I**nstitut für **G**rundbau und **B**odenmechanik der Universität Duisburg-**E**ssen	
LWI	=	**L**eicht**w**eiß - **I**nstitut	
MThw	=	**M**ittleres **T**ide**h**och**w**asser	[mNN]
MTnw	=	**M**ittleres **T**ide**n**iedrig**w**asser	[mNN]
NN	=	**N**ormal **N**ull	
NLWKN	=	**N**iedersächsischer **L**andesbetrieb für **W**asserwirtschaft, **K**üsten und **N**aturschutz	
RWS	=	**R**uhe**w**asser**s**piegel	
SP	=	**S**trömungs**p**ropeller	
WP	=	**W**ellen**p**egel	[mNN]
α	=	Neigung der Außenböschung	[-]
β	=	Wellenangriffsrichtung	[-]
γ_i	=	empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme, der Rauigkeit, des Wellenangriffswinkels oder einer Wand	[-]
$\xi_{m-1,0}$	=	Brecherkennzahl	[-]
Θ	=	mittlere Wellenangriffsrichtung	[°]
A_{97}, A_{98}	=	Wellenauflaufhöhe die von 2% bzw. 3% der Wellen überschritten wird	[m]
a_0^*	=	empirischer Parameter für Wellenauflaufgeschwindigkeit	[-]
b	=	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe...)	[-]
B_k	=	Breite der Krone	[m]
c	=	Flachwassergeschwindigkeit	[m/s]
c_2, c_3	=	empirische Beiwerte für Schichtdickenberechnung	[-]
d	=	Wassertiefe	[m]
f	=	Rauigkeitsbeiwert	[-]
f_w	=	Rauigkeitsbeiwert unter Wellen	[-]
g	=	Erdbeschleunigung	[m/s²]
h	=	Schichtdicke	[m]

Symbol		*Bezeichnung*	*Einheit*
h_A	=	Schichtdicke auf der Außenböschung	[m]
h_B	=	Schichtdicke auf der Binnenböschung	[m]
h_K	=	Schichtdicke auf der Krone	[m]
H	=	Wellenhöhe	[m]
H_{m0}	=	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
H_s	=	signifikante Wellenhöhe aus Zeitbereich	[m]
L	=	Wellenlänge im Übergangsbereich bzw. Flachwasser	[m]
L_0	=	Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
q	=	mittlere Wellenüberlaufrate	[l/(s·m)]
Q_o	=	Parameter = f (Bauwerk, Wellen, Wassertiefe...)	[-]
Q_*	=	dimensionslose Wellenüberlaufrate	[-]
R_c	=	Freibordhöhe	[m]
R_*	=	dimensionsloses Freibord	[-]
s_0	=	Wellensteilheit	[-]
T	=	Wellenperiode	[s]
$T_{m-1,0}$	=	Energieperiode (T_e)	[s]
T_p	=	Peakperiode	[s]
u	=	horizontale Geschwindigkeit	[m/s]
v	=	Strömungsgeschwindigkeit	[m/s]
v_A	=	Strömungsgeschwindigkeit auf der Außenböschung	[m/s]
v_B	=	Strömungsgeschwindigkeit auf der Binnenböschung	[m/s]
v_K	=	Strömungsgeschwindigkeit auf der Krone	[m/s]
x_A	=	horizontale Koordinate mit x_A = 0 am BWSt	[m]
x_Z	=	horizontale Projektion der Wellenauflauflänge A_{98}	[m]
x_*	=	Restauflauflänge	[m]
z_A	=	lotrechte Höhe des Wellenauflaufs über BWSt	[m]

8 Literaturverzeichnis

Akkermann, G.J., van Gerven, K.A.J., Schaap, H.A., van der Meer, J.W., 2007: Com-Coast - Workpackage 3: Development of Alternative Overtopping-Resistant Sea Defends, Rijkswaterstaat, Delft.

Berkenbrink, C., Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2009: Prototype Overtopping Measurements and Model Verification. In: Proc. 31st Int. Conf. o. Coast. Eng. (Hrsg.) J. Mc Kee Smith. Bd. 4. Hamburg, S. 3009–3019.

Berkenbrink, C., Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2011: Mathematical Modelling of Wave Overtopping at Complex Structures: Validation and Comparison. In: J. Mc Kee Smith (ed.): Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore.

Booij, N., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., 1999: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions - Part I: Model Description and Validation - J. Geophya. Research, 104, C4.

Cornett, A.M., Mansard, E., 1994: Wave Stresses on Rubble Mound Amour. In: Proc. 24th Int. Conf. o. Coast. Eng., Vol. 4, S. 986-1000.

Dodd, N., 1998: Numerical model of wave run-up, overtopping and generation. ASCE (Hrsg.), J. Water-Ways, Port, Coastal and Ocean Eng. Div., Vol. 124, Ww2.

Dodd, N., Giarrusso, C.C., Nakamura, S., 1998: ANEMONE: OTT-1d - A User Manual. Report TR 50 - HR Wallingford.

EAK, 2002: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG. In: Die Küste, Heft 65, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Eurotop-Manual, 2007: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. In: Die Küste, Heft 73, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Hibberd, S., Peregrine, D.H., 1979: Surf and Run-Up on a beach: a uniform bore. Journal of Fluid Mechanics - Vol. 95, Part 2, S.323 - 345.

Holthuijsen, L.H., Ris, R.C., Booij, N., 1998: A Verification of the Third-generation Model “SWAN”. 5th Intern. Workshop Wave Hindcast and Forecast, Melbourne / Fl. USA.

Hughes, S.A., 2007: Estimation of Overtopping Flow Velocities on Earthen Levees due to Irregular Waves, US Army Corps of Engineers, Second Draft.

Hundt, C., 1954: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. In: Die Küste, Heft 3, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Hunt, A., 1959: Design of Seawalls and Breakwaters. Journal of the Waterways and Harbours Division. S. 123-152.

Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 1999: Changing of Local Wave Climate Due to Ebb Delta Migration. Proc. 26th Int. Conf. Coast. Eng., Copenhagen/Denmark, ASCE (Hrsg.), New York.

Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2006: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Weststrand von Baltrum. Gutachten NLWKN - Forschungsstelle Küste 03/06 - Norderney.

Kaiser, R., Niemeyer, H.D., 2008: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Weststrand von Baltrum. Kurzgutachten NLWKN - Forschungsstelle Küste - Norderney.

Kaiser, R., Knaack, H., Miani, M., Niemeyer, H.D., 2011: Examination of Climate Change Adaptation Strategies for Coastal Protection. In: J. Mc Kee Smith (ed.):

Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore.

Kaiser, R., Weiler, B., Niemeyer, H.D., 2001: Evaluation of Coastal Design Waves for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. Proc. 27th Int. Conf. Coast. Eng., Sydney / Australia; ASCE (Hrsg.), New York.

Knaack, H., Kaiser, R., Hartsuiker, G., Mayerle, R., Niemeyer, H.D., 2006: Ermittlung der Bemessungswasserstände für die Unterweser mit mathematischen Modellen. Forschungsber. NLWKN - Forschungsstelle Küste 01/06 - Norderney.

Knaack, H., Niemeyer, H.D., 2007: Ermittlung des rechnerischen Besticks an der Unterweser bei Berücksichtigung des neu festgesetzten Vorsorgemaßes für säkularen Anstieg und Klimaänderungen, Kurzgutachten NLWKN-Forschungsstelle Küste (unveröff.).

Kortenhaus, A., Brühl, M., Brinkmann, F., 2004: Theoretische und versuchstechnische Bearbeitung der Wellenüberlauf- und Belastungssituation der Strandmauer am Weststrand von Norderney, NORWEST - Modellversuche für den Ist-Zustand. 2. Zwischenbericht, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig.

Kraatz, S., Kaiser, R., Knaack, H., Niemeyer, H.D., 2009: Überprüfung der Sturmflutsicherheit im Deichverband Land Wursten, Gutachten 02/09, NLWKN-Forschungsstelle Küste (unveröff.).

LAG (Länderarbeitsgruppe), 1988: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. In: Die Küste, Heft 47, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Lüders, K., 1964: Bericht der Arbeitsgruppe Küstenschutzwerke im Küstenausschuss Nord- und Ostsee. In: Die Küste, Heft 12, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Lüders, K.; Leis, G., 1964: Niedersächsisches Deichgesetz-Kommentar. In: Wasser und Boden, Hamburg.

McCowan, J. (1893): On the highest Wave of Permanent Type. Philos. Mag. J. Sci., Vol 38.

ML (Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten), 1973: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen. Referatsgr. Wasserwirtschaft, Hannover.

Niemeyer, H.D., 1976: Zur Abschätzung des maximalen Wellenauflaufs an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. In: Die Küste, Heft 29, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Niemeyer, H.D., 1983: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. BMFT-Forschungsbericht MF 0203, Norderney.

Niemeyer, H.D., 1997: Überprüfung der Bestickhöhen von Deichstrecken an der Unterems. Dienstber. Forschungsstelle Küste, 05/97; veröff. in: Niemeyer, H.D. &

Kaiser, R., 1999: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arb. Forschungsstelle Küste, Norderney.

Niemeyer, H.D., 2001: Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen. In: Die Küste, Heft 64, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Niemeyer, H.D., 2004: Sturmflutschutz an Niederungsküsten - sind alternative Strategien sinnvoll? Forschungsber. 1/2005 NLWKN-Forschungsstelle Küste (unveröff.), Norderney.

Niemeyer, H.D., 2005: Coastal Protection of Lowlands: Are Alternative Strategies Purposeful for Changing Climate? In: Proc. 14th Biennial Coastal Zone Conference, New Orleans/La., July 17-21.

Niemeyer, H.D., 2010: Protection of Coastal Lowlands: Are Alternative Strategies a Match to Effects of Climate Change? In: Proc. 17th IAHR-APD Conference Auckland/ Neuseeland

Niemeyer, H.D, Brandt, G., Gärtner, J., Glaser, D., Grüne, J., Jensen, J., Kaiser. R., 1995: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Berichte der Forschungsstelle Küste, Bd. 40, Norderney.

Niemeyer, H.D, Kaiser, R., 1999: Ermittlung der Bestickhöhen für die Verstärkung des Südstrandpolderdeiches auf Norderney, Dienstber. NLÖ - Forschungsstelle Küste 01/1999, Norderney.

Niemeyer, H.D, Kaiser, R., 2001: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. In: B.L. Edge & J.M. Hemsley (ed.): Ocean Wave Measurement and Analysis, Vol. II. Am. Soc. Civ. Engs., Reston/Va., USA.

Niemeyer, H.D, Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2008: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering.

Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2011a: Increased Overtopping Security of Dykes: A Potential for Compensating Future Impacts of Climate Change. In: J. Mc Kee Smith (ed.): Proc. 32nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Shanghai/China. Wiley, New Jersey/Singapore

Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Knaack, H., Dissanayake, D., Miani, M., Elsebach, J., Berkenbrink, C., Herrling, G., Ritzmann, A., 2011b: Evaluation of Coastal Protection Strategies for Lowlands in Respect of Climate Change. In: Proc. 34th IAHR-Congress, Brisbane / Australien.

Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Knaack, H., Witting, M., 2003a: Ergebnisse der Untersuchungen zur Sturmflutsicherheit an der Unterweser (Bremerhaven und Bremen). Dienstber. NLÖ - Forschungsstelle Küste 09a/2003, Norderney.

Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Knaack, H., Witting, M., 2003b: Ergebnisse der Untersuchungen zur Sturmflutsicherheit an der Unterweser (Niedersächsischer Teil). Dienstber. NLÖ - Forschungsstelle Küste 09b/2003, Norderney.

Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Weiler, B., 2000: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea - Proc. 6th Int. Worksh. Wave Hindcast and Forecast - Monterey, USA. Met. Serv. Canada.

Niemeyer, H.D, Kaiser, R., Weiler, B., 2000: Bemessungsseegang für die Deckwerke am Nordweststrand von Norderney. Dienstber. NLÖ - Forschungsstelle Küste 06/2000, Norderney.

Niemeyer, H.D., Schulz, D., Kaiser, R., Möller, J., Schüttrumpf, H., Pullen, T., van Gent, M., 2003c: Validation of mathematical modelling of wave overtopping on dykes. Proc. ICCE 2002, Cardiff.

Oumeraci, H., Schüttrumpf, H., Kübler, S., 2001: Entwicklung eines rechnergestützten Verfahrens zur Bestimmung der Überlaufgeschwindigkeit an Seedeichen aus Videoaufzeichnungen. LWI Bericht Nr. 861, Braunschweig.

Oumeraci, H., Schüttrumpf, H., Möller, J., Kudella, M., 2001: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping – Results from Large Scale Model Tests. LWI Bericht Nr. 858, Braunschweig.

Richardson, S.R., Ingram, D.M., Mingham, C.G., Causon, D.M., 2001: On the Validity of the Shallow Water Equations for violent Wave Overtopping. Waves 2001 4th Int. Symp. on Ocean Measurement and Analysis, San Francisco, California.

Richwien, W., Pohl, C., Vavrina, L., 2010: Abschlussbericht INTBEM B - Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen. Hannover, Oberhausen, Hamburg.

Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., Booij, N., 1995: A Spectral Model for Water Waves in the Nearshore Zone. Proc. 24th Intern. Conf. of Coastal Eng., Kobe/Japan, ASCE (Hrsg.), New York.

Schüttrumpf, H., 2001: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig.

Schüttrumpf, H., Möller, J., Oumeraci, H., 2002: Overtopping flow parameters on the inner slope of Seadikes, Proc. 28th Int. Conf. Coast. Eng., Vol. 2, pp. 2116-2127.

Schulz, K.P., 1992: Maßstabseffekte beim Wellenauflauf auf glatten und raue Böschungen. In: Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, Heft 120, S. 140-239, Braunschweig

TAW - Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2002: Technical report, wave run-up and overtopping at dikes. Delft, Niederlande.

Wassing, F., 1957: Model Investigations of Wave Run-up carried out in the Netherlands during the last twenty Years. Proc. 6th Int. Conf. on Coastal Eng., S. 700-714, Gainesville.

Weißmann, R. 2003: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser, Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 30, Glückauf Verlag, Essen.

Weißmann, R., Richwien, W. 2004: Funktionale und statische Bemessung der Abdeckung von Deichbinnenböschungen, HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 6, Schiff-fahrts-Verlag Hansa C. Schroedter & Co. (GmbH & Co KG), Hamburg, S. 69 - 75.

Witting, M., Niemeyer, H.D., 2007: Mathematische Modellierung von Wellenauf- und überlauf. In: Die Küste, Heft 71, KFKI (Hrsg.), Boyens & Co. KG, Heide i. Holstein.

Witting, M., Niemeyer, H.D., Kaiser, R., 2004: Optimierung von Deichprofilen - Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf. NLÖ - Forschungsstelle Küste, Norderney.

van der Meer, J.W., de Waal, J.P., 1990: Invloed van scheve golfinval en richtingspreiding op golfoploop en overslag. WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 638.

van der Meer, J.W., de Waal, J.P., 1993: Waterbeweging op taluds. WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 1256.

van der Meer, J.W., Steendam, G.J., de Raat, G., Bernardini, P., 2009: Further Developements on the Wave Overtopping Simulator. In: Proc. 31st Int. Conf. o. Coast. Eng. (Hrsg.) J. McKee Smith. Bd. 4. Hamburg, S. 2957–2696.

van Gent, M.R.A., 1995: Wave Interaction with permeable Coastal Structures. Dissertation, Delft Hydraulics Press.

van Gent, M.R.A., 1999: Wave Run-up and Overtopping for Double Peaked Wave Energy Spektra. – WL|Delft Hydraulics, Rapp. H 3551.

van Gent, M.R.A., Doorn, N., 2001: Numerical model simulations of wave propagation and wave run-up on dikes with shallow foreshores, Proc. Coastal Dynamics 2001.

Anlagen

Anlagenverzeichnis

A Wasserspiegelauslenkungen bei verschiedenen Auflösungen A-1

B Sensitivitätsstudien B-1

B.1 Vergleich der Streuung von mittleren Wellenüberlaufraten in hydraulischen und mathematischen Modellen B-1

B.1.1 Beschreibung der hydraulischen Modellversuche B-1

B.1.2 Beschreibung der mathematischen Modellversuche B-3

B.1.3 Analyse der mathematischen Versuchsergebnisse und Vergleich mit den hydraulischen B-4

B.2 Vergleich von Modellergebnissen und Naturmessungen B-5

B.2.1 Beschreibung der Naturmessungen B-5

B.2.2 Datengrundlage und Auswertung B-7

B.2.3 Vergleich von gemessenen und modellierten Daten B-8

C Mittlere Schichtdicke C-1

D Mittlere Geschwindigkeit D-1

A Wasserspiegelauslenkungen bei verschiedenen Auflösungen

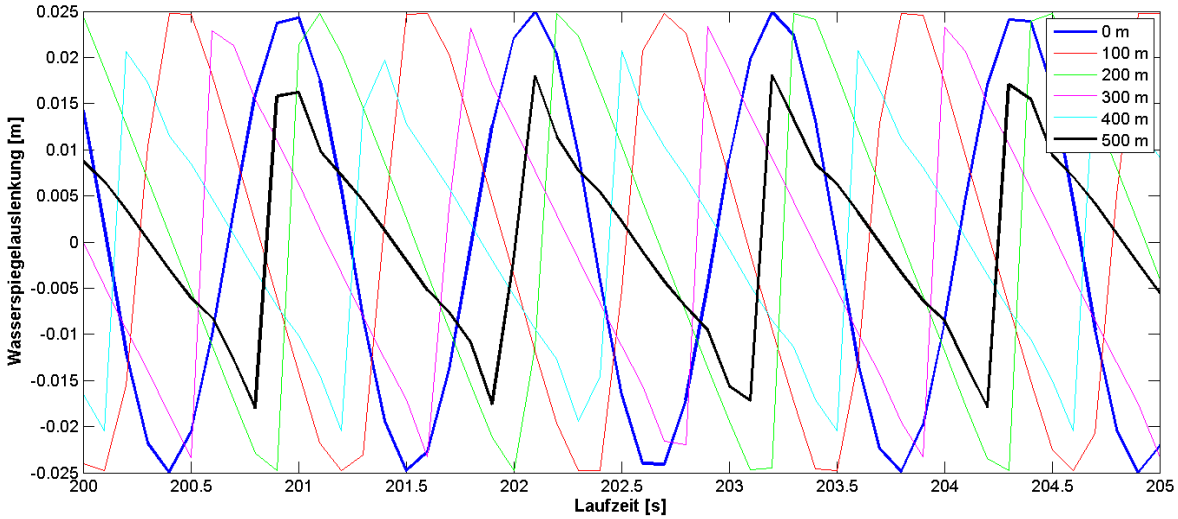


Abb. A.1: dx = 0,1 dt = 0,1

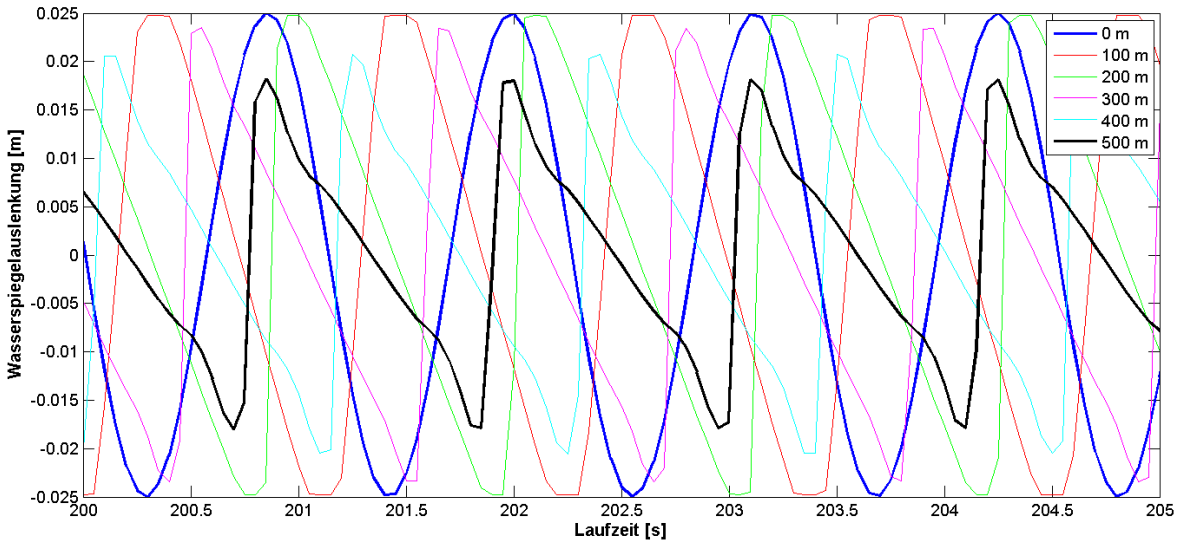


Abb. A.2: dx = 0,1 dt = 0,05

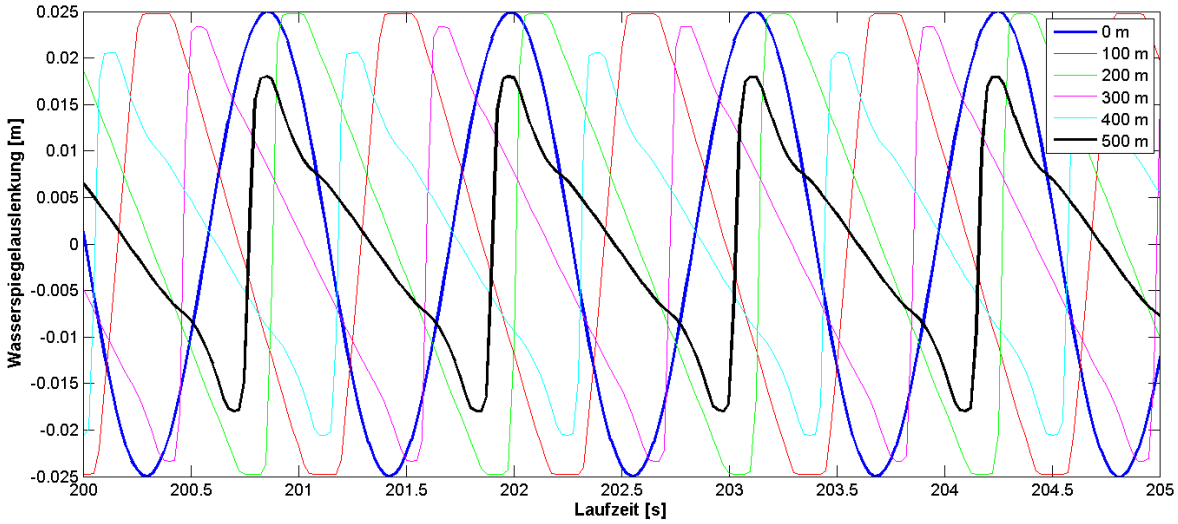


Abb. A.3: dx = 0,1 dt = 0,025

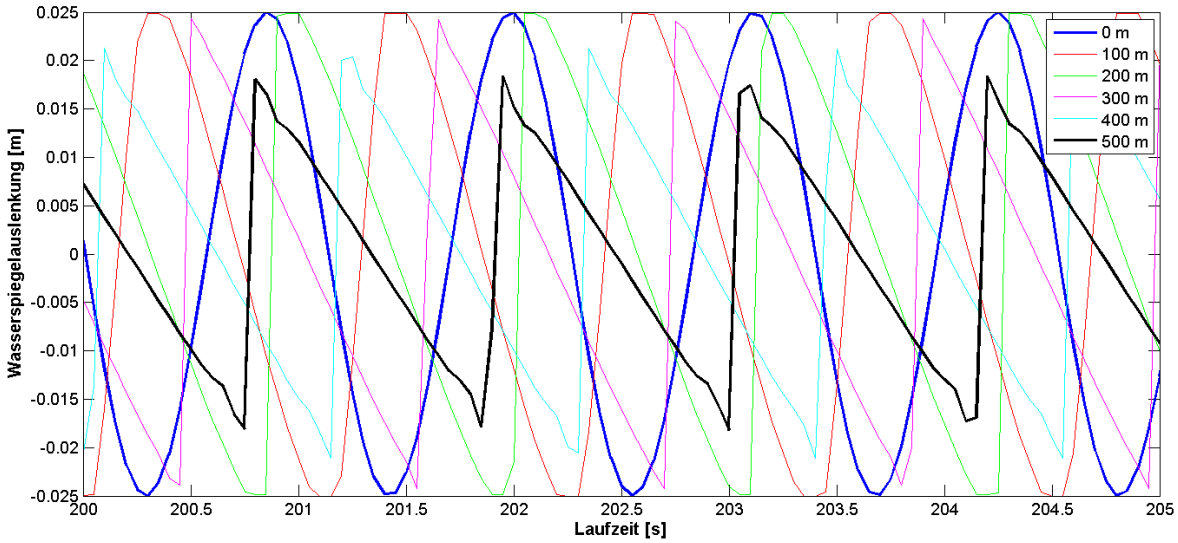


Abb. A.4: dx = 0,05 dt = 0,05

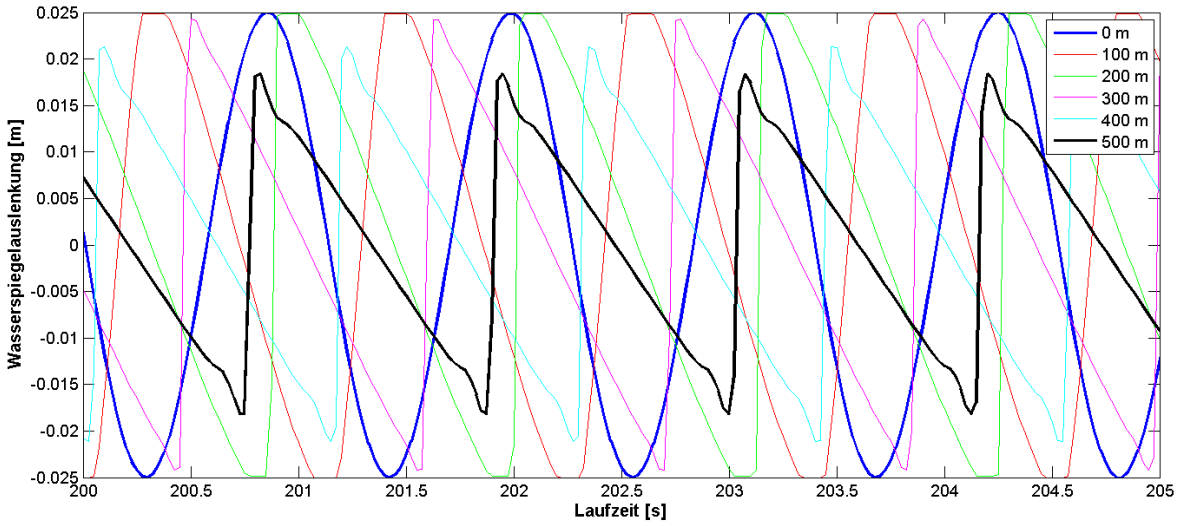


Abb. A.5: dx = 0,05 dt = 0,025

B Sensitivitätsstudien

B.1 Vergleich der Streuung von mittleren Wellenüberlaufraten in hydraulischen und mathematischen Modellen

B.1.1 Beschreibung der hydraulischen Modellversuche

In den Versuchseinrichtungen des FRANZIUS-Instituts der Leibniz Universität Hannover wurden hydraulische Modelluntersuchungen bezüglich der Streuungen mittlerer Wellenüberlaufraten bei identischen Randbedingungen durchgeführt. Es sind eine größere Anzahl von Wellenzügen basierend auf demselben eingesteuerten Spektrum gefahren worden. Dabei wurde Wellenanzahl und Freibord variiert. Weiterhin sind die Variationen der Wellenzüge über die Lauflänge überprüft worden (Kanis, 2008).

Anhand der Versuche wird im Rahmen des Projektes eine Sensitivitätsstudie bezüglich der Streuungen von mittleren Wellenüberlaufraten durchgeführt. Die Bandbreite der Streuungen des mathematischen Modells OTT-1D sollte mit den Streuungen des hydraulischen Modells übereinstimmen.

Die seeseitige Randbedingung der hydraulischen Versuche basiert auf einer aus einem JONSWAP-Spektrum mit einer signifikanten Wellenhöhe von 0,1 m und einer Peakperiode von 1,265 Sekunden generierten Zeitreihe. Da eine Zeitreihe auf der Energieverteilung des Spektrums in Kombination mit einer zufälligen Phasenverteilung basiert, entstehen unterschiedliche Wellenzüge. Je nach Startwert entsteht eine zugehörige Verteilung der hohen Wellen, die für die mittlere Wellenüberlaufrate entscheidend sind (Kanis, 2008).

Der Fuß des Versuchsdeichs befindet sich in einem Abstand von 20,5 m zur Wellenmaschine. Bei einer Neigung von rund 1:6 ist er 0,59 m hoch. Die Breite des Deichs beträgt 3,45 m. Im Kanal sind 8 Wellenpegel und ein Überlaufbehälter mit einem vibrierenden Spitzentaster angeordnet (Abb. B.1 und Abb. B.2).

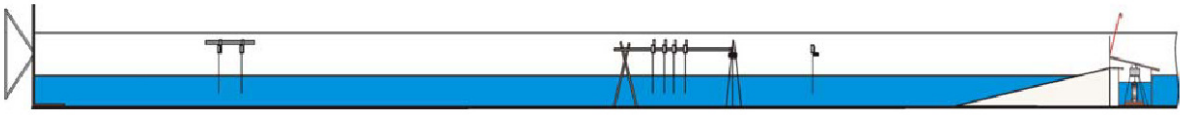


Abb. B.1: Schematischer Versuchsaufbau (Kanis 2008)

Auf der Krone befindet sich eine bewegliche Klappe mit einem Spritzschutz mit der der genaue Untersuchungszeitraum festgelegt werden kann. Bis sich das Spektrum voll ausgebildet hat verstreicht eine Zeit von rund 63,48 Sekunden, die als Vorlaufzeit angesetzt wird. Die Messdauer des Überlaufs beträgt in Abhängigkeit von der Blocklänge zwischen 63,48 und 507,88 Sekunden. Die Blocklänge N ist definiert als Anzahl der Datenpunkte mit der die Fast Fourier Transformation durchgeführt wird. Nach Ablauf der jeweiligen Messdauer wird die Klappe geschlossen, so dass kein Wasser mehr in den Überlaufbehälter gelangen kann. Damit ist gewährleistet, dass

exakt vergleichbare Überlaufraten resultierend aus der jeweiligen Zeitreihe ermittelt werden.

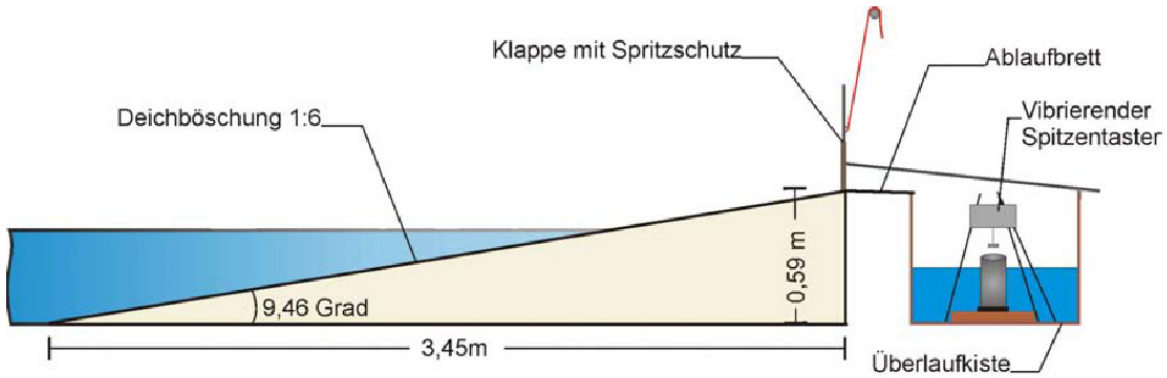


Abb. B.2: Schematischer Aufbau des Deichs (Kanis 2008)

Bei den erhaltenen Wellenpegeldaten handelt es sich um Rohdaten in [mV]. Mit Hilfe der Kalibrierungsgleichungen aus Tabelle A.1 können die Daten in die Wasserspiegelauslenkung [m] umgerechnet werden.

Tab. B.1: Kalibrierungsgleichungen der Wellenpegel und Abstand zur Wellenmaschine (Kanis 2008)

Pegelnummer	Abstand zur WMA	Kalibrierungsgleichung
1	4,10	Y [m] = 0,020215 · X [Volt]
2	4,60	Y [m] = 0,022005 · X [Volt]
3	13,77	Y [m] = 0,020115 · X [Volt]
4	14,00	Y [m] = 0,020215 · X [Volt]
5	14,20	Y [m] = 0,019917 · X [Volt]
6	14,45	Y [m] = 0,020386 · X [Volt]
7	17,35	Y [m] = 0,021647 · X [Volt]
8	17,35	Y [m] = 0,018825 · X [Volt]

Anschließend werden die signifikanten Seegangsparameter an jedem Wellenpegel bestimmt und mit den Berechnungen von Daemrich (2008) verglichen (Tab. B.2). Das Mittel der Wellenhöhen an den Pegel 3 bis 6 ergibt 0,090575 m. Kanis (2008) hat für diesen Wert in ihrer Diplomarbeit 0,09041 m ermittelt.

Tab. B.2: Spektrale signifikante Seegangsgrößen an den Wellenpegeln 1 bis 8

	H_{m0} [m]	T_E [s]	T_p [s]
WP1	0,0925	1,2105	1,2698

	H_{m0} [m]	T_E [s]	T_p [s]
WP2	0,0919	1,2094	1,2572
WP3	0,0924	1,2280	1,2572
WP4	0,0900	1,2136	1,2572
WP5	0,0885	1,2106	1,2572
WP6	0,0914	1,2064	1,2572
WP7	0,0879	1,2135	1,2698
WP8	0,0906	1,2093	1,2328

Die Versuche wurden mit verschiedenen Freibordhöhen von R = 5,00 cm bis R = 12,50 cm in 2,5 cm Schritten durchgeführt. Die Messung des Überlaufvolumens wird auf eine bestimmte Messdauer festgelegt, der je nach Zeitschritt und Blocklänge zwischen 63,48 und 507,88 Sekunden variiert.

Es werden die Streuungen hinsichtlich der Wiederholung der Wellenspektren mit identischen Startwerten untersucht. Eine generierte Zeitreihe wird aus der theoretischen Energieverteilung des JONSWAP-Spektrums in Kombination mit einer zufälligen Phasenverteilung gebildet. Diese Phasen werden mit einem Zufallsgenerator bestimmt, der in Abhängigkeit vom Startwert unterschiedliche Zufallszahlen und Phasen und damit auch unterschiedliche Wellenzüge festlegt. Bei identischem Startwert wird also immer derselbe Wellenzug generiert, der theoretisch immer in die gleiche Überlaufmenge resultiert. Ob das so ist kann hydraulisch untersucht werden, beim mathematischen Modell werden sich hier keine Streuungen zeigen. Eine bestimmte Zeitreihe führt immer zu identischen Ergebnissen.

Die Streuungen der Überlaufraten bezogen auf unterschiedliche Freibordhöhen und Wellenanzahlen kann mit dem mathematischen Modell untersucht und mit den hydraulischen Ergebnissen verglichen werden. Im FRANZIUS-Institut wurden für jede Blocklänge und Freibordhöhe 10 generierte Wellenzüge untersucht und die Streuungen ausgewertet. Weiterhin wurde der Einfluss der Lauflänge auf den Wellenüberlauf gemessen und die Wirkung eines Wellenabweisers untersucht.

B.1.2 Beschreibung der mathematischen Modellversuche

Der Aufbau des mathematischen Modells OTT-1D wird dem des hydraulischen Modells genau nachempfunden (Abb. B.3). Der Deich ist 0,59 m hoch und 3,45 m breit. Die Krone wird entsprechend dem Ablaufbrett um 2° geneigt. Danach wird das Modell abgeschnitten. Der Ausgabepunkt für die mittlere Wellenüberlaufrate wird am Kronenanfang bestimmt.

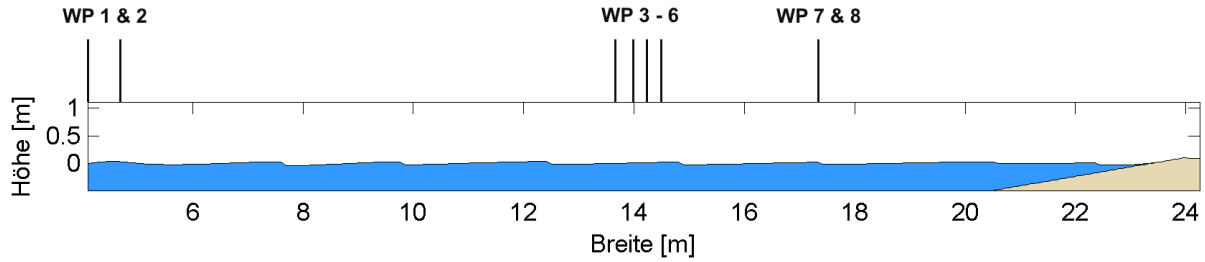


Abb. B.3: Aufbau im mathematischen Modell OTT-1D

Über die Rauigkeit des Versuchsdeiches ist lediglich bekannt, dass es sich um eine Holzkonstruktion handelt. Schüttrumpf (2001) hat bei seinen Versuchen einen Rauigkeitsbeiwert von 0,0058 für sehr glattes Holz bestimmt. Um diesen Wert wird auch hier die Rauigkeit pendeln.

Zunächst werden als seeseitige Randbedingung die Wellenpegel herangezogen. Dem Bauwerk am nächsten liegen WP 7 und 8, daher wird dessen Auslenkung als Zeitreihe verwendet. Die numerischen Größen werden dem kleinen Versuchsmaßstab angepasst. Es wird eine räumliche Diskretisierung von 0,05 m gewählt. Die zeitliche Diskretisierung wird zu 0,062 s festgelegt, das entspricht der Auflösung der hydraulischen Messungen.

Analog zu den hydraulischen Versuchen wird ein Auswertungszeitraum festgelegt. Das Modell erhält eine Vorlaufzeit von 63,48 Sekunden, dann wird entsprechend der zugehörigen Blocklänge der Zeitraum bestimmt für den die mittlere Wellenüberlaufrate berechnet wird.

B.1.3 Analyse der mathematischen Versuchsergebnisse und Vergleich mit den hydraulischen

Um die Eignung des mathematischen Modells zu prüfen, wurden zunächst jeweils 3 Testdatensätze zu den Freibordhöhen 5, 10 und 12,5 cm von Daemrich (2008) zur Verfügung gestellt. Im Gegensatz zu den bisherigen Vergleichen mit Messdaten werden hier nicht gemessene und berechnete Werte gegenübergestellt, sondern die Streuungen beider Modellvarianten (Abb. B.4).

Die mit OTT berechneten Wellenüberlaufraten schwanken um den Mittelwert der Messwerte. Bei einem Freibord von 10 und 12,5 cm liegen sie im Bereich der Einzelmesswerte. Es deutet sich an, dass das mathematische Modell den hydraulischen Versuch gut wiedergibt und ähnliche Streuungen aufweist.

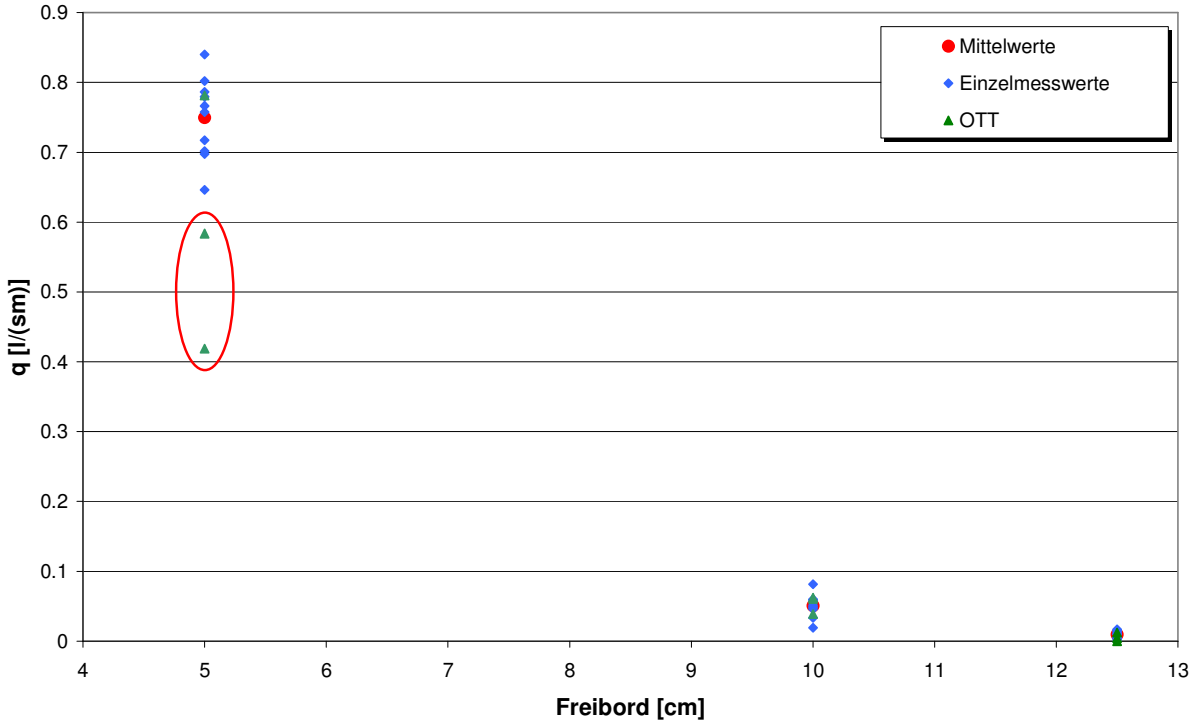


Abb. B.4: Messwerte für N = 256 im Vergleich zu den berechneten Werten aus den Testdaten

Bei einem Freibord von 5 cm sind zwei Ausreißer aus der Streuwolke erkennbar. Dort unterschätzt das mathematische Modell die tatsächliche Wellenüberlaufrate. Um weitere Aussagen zu den Ursachen treffen zu können, muss die Datengrundlage erweitert werden. Jedoch ist wie bei den hydraulischen Versuchen auch bei dem mathematischen Modell erkennbar, dass zwischen Wellenüberlaufrate und Freibord kein linearer Zusammenhang besteht. Vielmehr ist hier eine exponentielle Tendenz erkennbar.

B.2 Vergleich von Modellergebnissen und Naturmessungen

B.2.1 Beschreibung der Naturmessungen

Die verwendeten Daten für die Validierung des Modells mit Naturmessungen stammen aus den Niederlanden (Abb. B.5). Dort wird seit 1995 in der Nähe von Petten der Seegang gemessen. Bis heute sind eine Reihe weiterer Messinstrumente hinzugekommen, wodurch von Offshore bis zur Außenböschung der ganze Bereich abgedeckt ist.



Abb. B.5: Messfeld in der Nähe von Petten (Schroevers, 2006)

Im Offshorebereich befinden sich zwei Seegangsbojen in 8 bzw. 4 km Entfernung vom Deichfuß (Abb. B.6). Vier Messtürme befinden sich in einer Reihe orthogonal zum Deich.

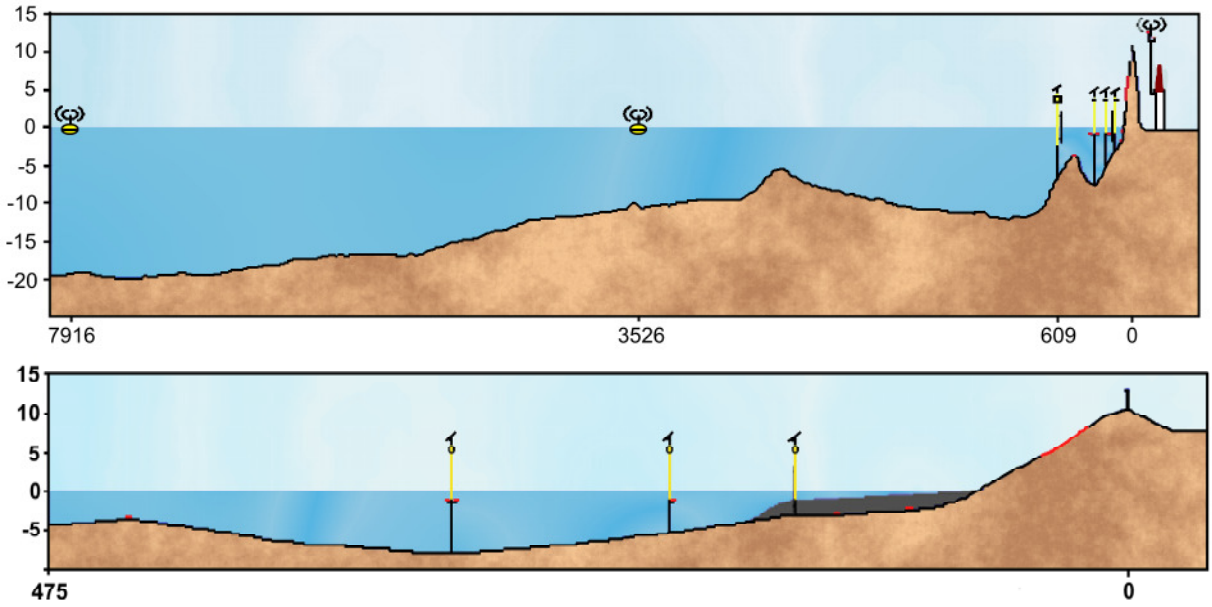


Abb. B.6: Anordnung der Messeinrichtungen

In der Nähe des Deiches befinden sich zwei Druckmessdosen, die die brechenden Wellen bzw. den Druckschlag messen sollen. Auf der Außenböschung ist ein Stufenpegel angeordnet, der den Wellenauflauf misst. Zusätzlich sind am Anfang, in der Mitte und am Ende des Auflaufpegels Druckmessdosen platziert, sie messen die Schichtdicken. Seit November 2006 ist ein Wellenüberlaufbecken auf der Berme des Deiches installiert (Abb. B.7). 2 bis 5 mal im Jahr werden Wellenüberläufe während der Sturmfluten gemessen. Zu dem Wellenüberlauftank gehören ein Stufenpegel, der den Wellenauflauf bis zum Becken misst und eine DMD im inneren des Tanks, die

die Schichtdicke und damit das Volumen des in den Tank laufenden Wassers bestimmt. Die Höhe des Tanks liegt bei NN + 6,7 m.

Weiterhin werden Windmessungen (Richtung und Geschwindigkeit) über Land und See vorgenommen und der Wasserstand wird gemessen. Das Messfeld wird mehrfach im Jahr vermessen.



Abb. B.7: Wellenüberlauftank

B.2.2 Datengrundlage und Auswertung

Da für ein mathematisches Wellenüberlaufmodell Wellenüberlaufdaten benötigt werden, stehen nur eine begrenzte Anzahl an Daten zur Verfügung. In Petten wird nur während einer Sturmflut Wellenüberlauf gemessen, d.h. es herrschen extreme Bedingungen, die mit Versuchen in einem Wellenkanal nicht vergleichbar sind.

Für die Validierung stehen vier Sturmfluten zur Verfügung: Januar, März und November 2007 und März 2008. Eine exakt zuzuordnende Geometrie liegt nicht vor, da diese nur zu bestimmten Zeiten vermessen wird. Es liegen Daten von Februar, April und Oktober 2007, sowie von Februar 2008 vor (Abb. B.8). Für die Modellierung werden die Daten des nächstgelegenen Messturms bis zum Wellenüberlauftank benötigt.

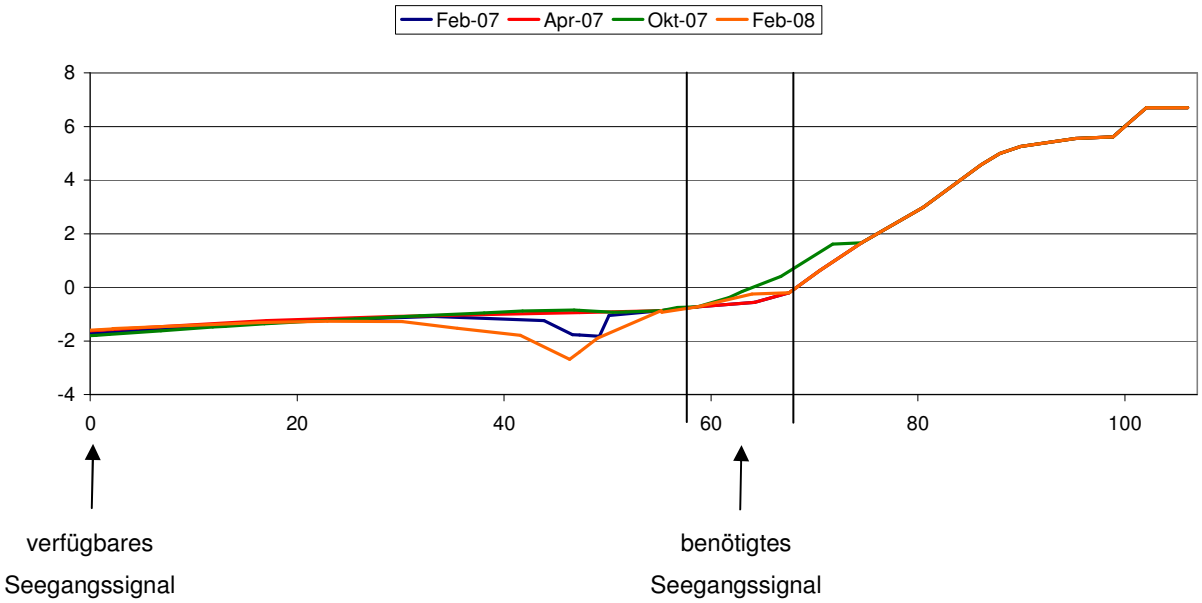


Abb. B.8: Geometrie und Randbedingung

Der Vergleich der Profile zeigt deutlich die Veränderungen vor dem Deichfuß. Während sich im Winter ein bis zu ein Meter tiefer Graben vor dem Deichfuß ausbildet, steigt im Frühjahr und im Herbst das Vorland stetig an. Ansonsten ändern sich die Tiefen nur geringfügig. Im Herbstprofil ist eine Veränderung am Deichfuß erkennbar, die aber im Februar im darauf folgenden Jahr verschwunden ist. Ob es sich hier um eine fehlerhafte Vermessung handelt, kann nicht eindeutig geklärt werden.
Auch während einer Sturmflut kann sich die Geometrie vor dem Deich signifikant verändern, diese Einflüsse müssen bei der Modellierung vernachlässigt werden, da die Datengrundlage fehlt.

Auch bei der seeseitigen Randbedingung müssen Kompromisse eingegangen werden. Der dem Deich am nächsten liegende Seegangsmessturm ist 68 m vom Deichfuß entfernt (Abb. B.8). Für das Modell OTT-1D muss jedoch unregelmäßiger Seegang möglichst nah am Deichfuß eingesteuert werden, was die bisherigen Validierungsergebnisse (Witting et al., 2004) bewiesen haben. Es muss also ein Strecke von über 50 m überwunden werden. Auf langperiodische Wellen treffen dabei die Flachwasserbedingungen zu und sie kommen ungedämpft am Deichfuß an (siehe Abschnitt 3.4). Jedoch weisen die Seegangspektren in Petten auch einen hohen Anteil kurzer Wellenperioden auf, bei denen Tiefwasserbedingungen herrschen. Diese Wellen bilden eine Bore aus und werden dann bis zum Bauwerksfuß gedämpft.

Der gemessene Seegang an dem Messturm enthält die Wellenreflexion des Deiches. Diese Reflexion kann nicht mehr aus dem Signal herausgenommen werden, da keine weiteren Seegangspegel in der Nähe sind, mit denen eine Reflexionsanalyse durchgeführt werden könnte. Außerdem befindet sich der Messturm in der Brandungszone. Die Wellen sind also schon im Eingangssignal stark aufgesteilt oder bereits gebrochen. Steile Wellen sind ebenfalls von der numerischen Dämpfung betroffen, da sich sofort eine Bore ausbildet (siehe Abschnitt 4.5).

Weitere Vereinfachungen sind im Modell selbst finden. Für den Vergleich mit den Naturmessungen wurde OTT-1D herangezogen. Es wurden also 2D bzw. 3D Effekte nicht berücksichtigt. Auch Windeinflüsse sind Modell nicht implementiert.

B.2.3 Vergleich von gemessenen und modellierten Daten

Für den Vergleich von gemessenen und berechneten Daten werden keine Regressionsdiagramme verwendet. Da nur Datensätze aus 4 Sturmfluten zur Verfügung stehen, ist die Grundgesamtheit für solche Diagramme zu gering und damit nicht Aussagekräftig. Hier werden Balkendiagramme zum direkten Vergleich hinzugezogen. Zusätzlich werden Wasserstand und Wellenhöhe eingebunden. Die Wellenüberlaufraten werden analog zur Datenanalyse von Rijkswaterstaat in 20 Minuten Blöcken ausgewertet, zusätzlich wird die Summe der gemessenen und berechneten Wellenüberlaufraten des Ereignisses dargestellt.

Die Analyse des ersten Sturmflutereignisses (Abb. B.9) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Wellenüberlaufraten. Trotz der getroffenen Kompromisse bezüglich der Randbedingungen stimmen die Dimensionen gut überein. Im Allgemeinen unterschätzt das Modell die mittleren Wellenüberlaufraten, dafür wird die numerische Dämpfung verantwortlich sein (siehe Abschnitt B.2.2). Ab 20:00 (dunkelrot markiert) ist eine deutliche Überschätzung erkennbar und darauf folgend stimmen gemessene und berechnete Wellenüberlaufrate fast exakt überein (hellgrün markiert). Betrachtet man nun die berechnete Wellenüberlaufrate zusammen mit der Wellenhöhe, ist zu erkennen, dass der Verlauf der Wellenüberlaufraten dem Verlauf der Wellenhöhe folgt. Da das Modell keine Einflüsse aus Wind oder mehrdimensionalen Effekten berücksichtigen kann, muss sich ein Verlauf analog zu Wasserstand und Wellenhöhe einstellen, wie das hier der Fall ist.

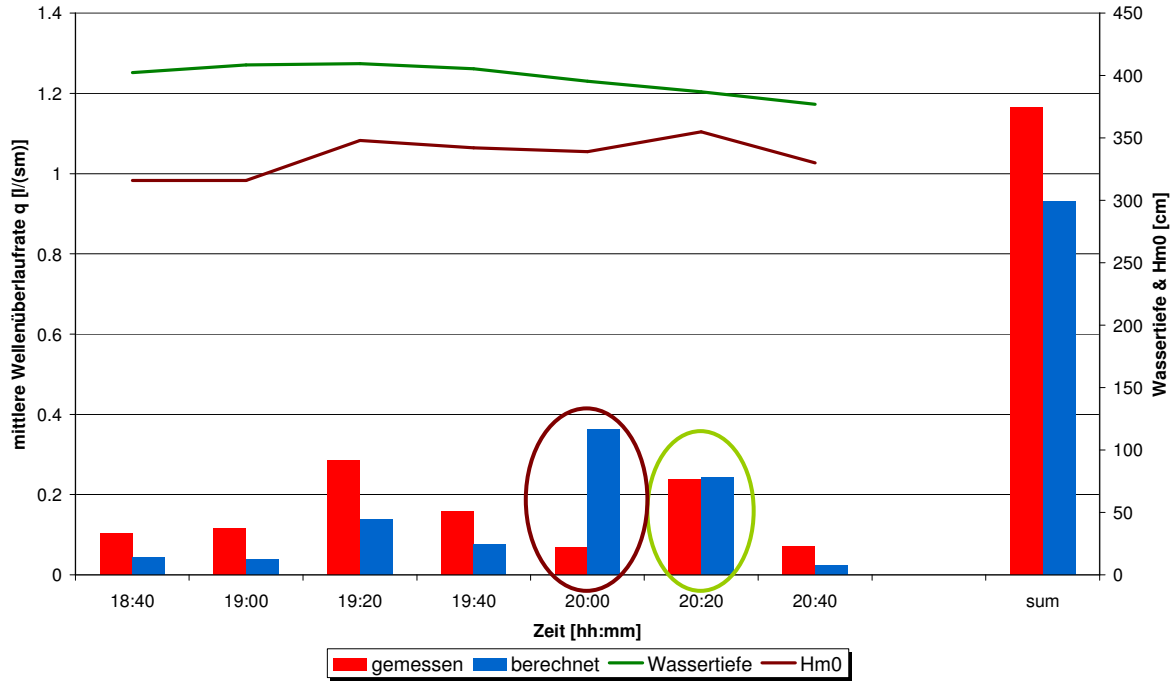


Abb. B.9: Sturmflut vom 18.01.2007

Bei der Sturmflut vom 18.03.2007 sind deutlichere Abweichungen sichtbar (Abb. B.10). Während in zwei Fällen die Überlaufrate fast exakt ermittelt werden konnte (hellgrün), ist an anderer Stelle kein Wellenüberlauf berechnet worden (dunkelrot), obwohl hier eine relativ hohe mittlere Wellenüberlaufrate gemessen wurde. Diese deutliche Unterschätzung ist auch in der Summe über die gesamte Sturmflutdauer sichtbar. Auch ist hier der Verlauf der gemessenen Überlaufraten nicht analog zu der spektralen Wellenhöhe. Welche der getroffenen Kompromisse für diese Abweichungen verantwortlich ist, kann im Nachhinein nicht geklärt werden. Der Wind ist als Grund auszuschließen, Windrichtung und Geschwindigkeit unterscheiden sich nicht von den anderen untersuchten Sturmfluten.

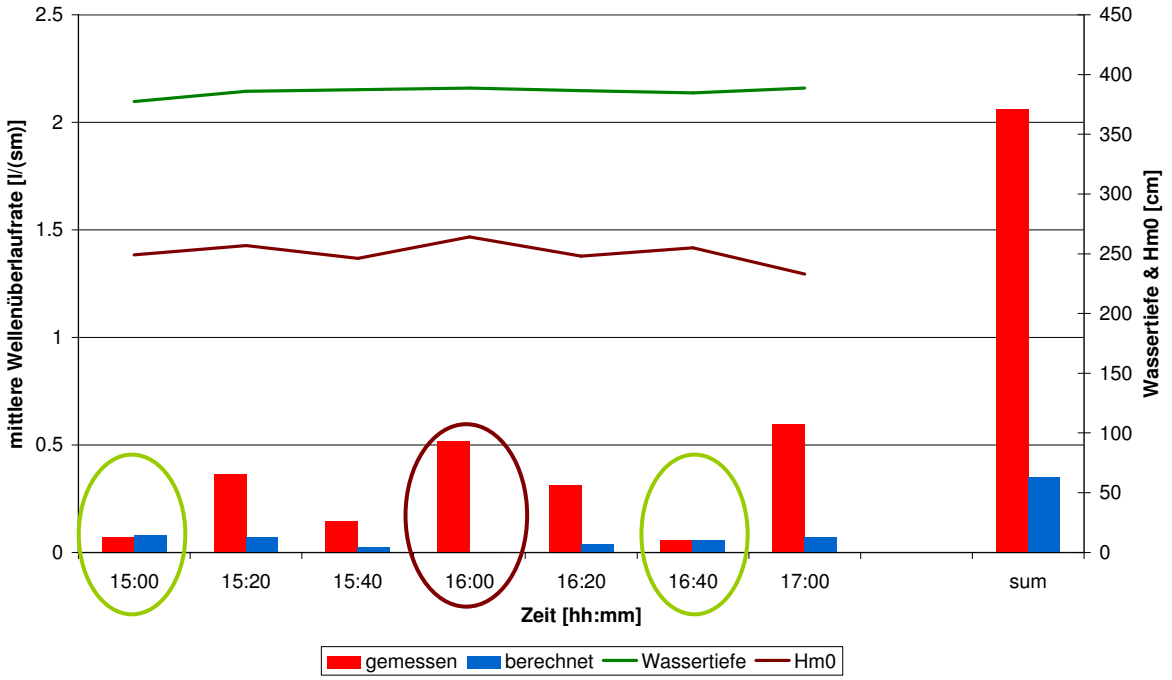


Abb. B.10: Sturmflut vom 18.03.2007

Die nächste untersuchte Sturmflut zeigt wieder gute Ergebnisse (Abb. B.11), drei von sieben Abschnitten stimmen überein (hellgrün). Hier sind im Vergleich zu den bisherigen Sturmfluten höhere Wellenüberlaufraten bestimmt worden, wodurch die relativen Abweichungen öfter geringer Ausfallen. Die Dimension der mittleren Wellenüberlaufrate wird gut erfasst, was auch in der Summe gut erkennbar ist.



Abb. B.11: Sturmflut vom 09.11.2007

Im ersten Rechenabschnitt ist eine deutliche Überschätzung zu erkennen (lila). Diese lässt sich wiederum durch die Vernachlässigung der der in Abschnitt B.2.2 genann-

ten Effekte erklären. Betrachtet man Wellenhöhe und Wasserstand, ist an dieser Stelle die höchste mittlere Wellenüberlaufrate zu erwarten. Bei den Berechnungen stellt sich das ein, bei den Messungen jedoch nicht. Über die gesamte Sturmflut verfolgt der berechnete Wellenüberlauf der Wasserstands- und der Wellenhöhenkurve, somit rechnet das Modell mit den zur Verfügung stehenden Daten logisch richtig.

Auch die letzte untersuchte Sturmflut zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen OTT-1D und den gemessenen Daten (Abb. B.12). Die Dimension wird gut erfasst und der berechnete Wellenüberlauf folgt Wasserstand und Wellenhöhe. Hier stellt sich größtenteils eine Überschätzung der Wellenüberlaufraten ein, was sich auch in der Summe zeigt.

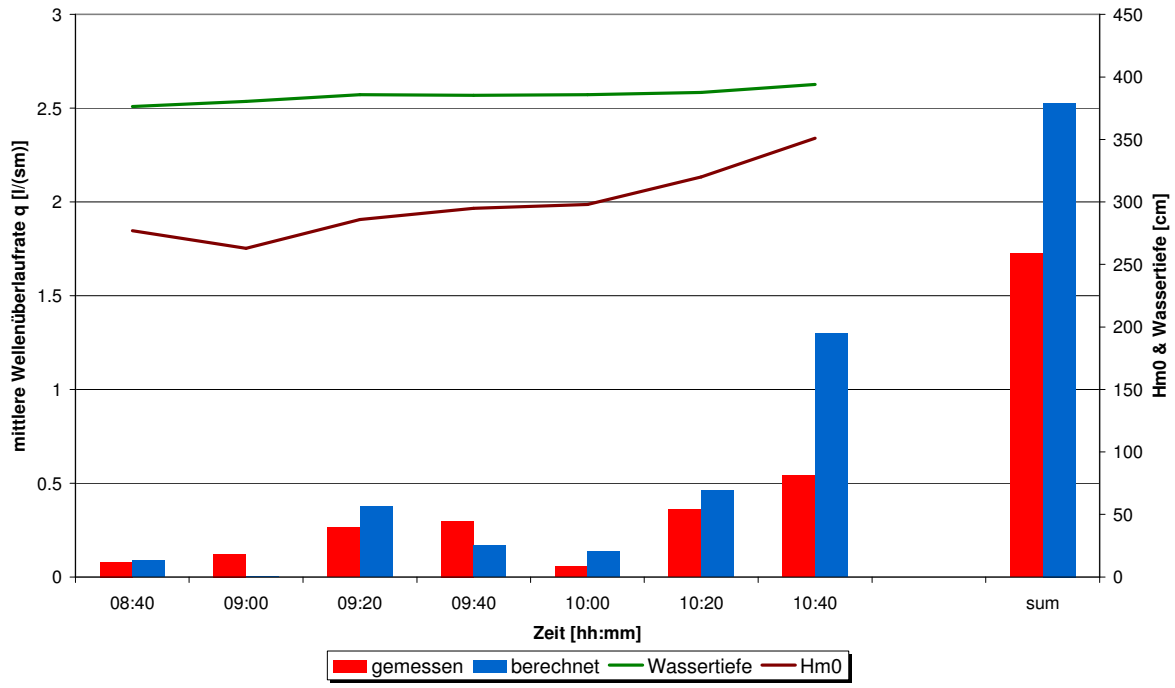


Abb. B.12: Sturmflut vom 01.03.2008

Abschließend werden die Summen der mittleren Wellenüberlaufraten aller Sturmflut gegenübergestellt. Zusätzlich wird die relative Wellenhöhe aufgetragen (Abb. B.13). Hier ist eine deutliche Abhängigkeit zwischen berechneten Daten und relativer Wellenhöhe erkennbar. Für alle Sturmfluten liegt der eingesteuerte Seegang in der Brandungszone. Es ist also mit gebrochenen Wellen im Signal zu rechnen, was von dem Modell nicht erkannt wird. Die größte Unterschätzung ist bei der Sturmflut mit der niedrigsten relativen Wellenhöhe zu finden. Diese Unterschätzung nimmt ab bis die relative Wellenhöhe nah am Brechkriterium nach McCowan (1894) liegt. Hier beginnt eine Überschätzung, da ein großer Anteil der eingesteuerten Wellen gebrochen ist und dabei Energie umgewandelt wurde. Dadurch entsteht bei realen Bedingungen mehr Überlauf, als im Modell, wo diese Energieumwandlung allein aus dem Seegangssignal nicht erkannt wird.

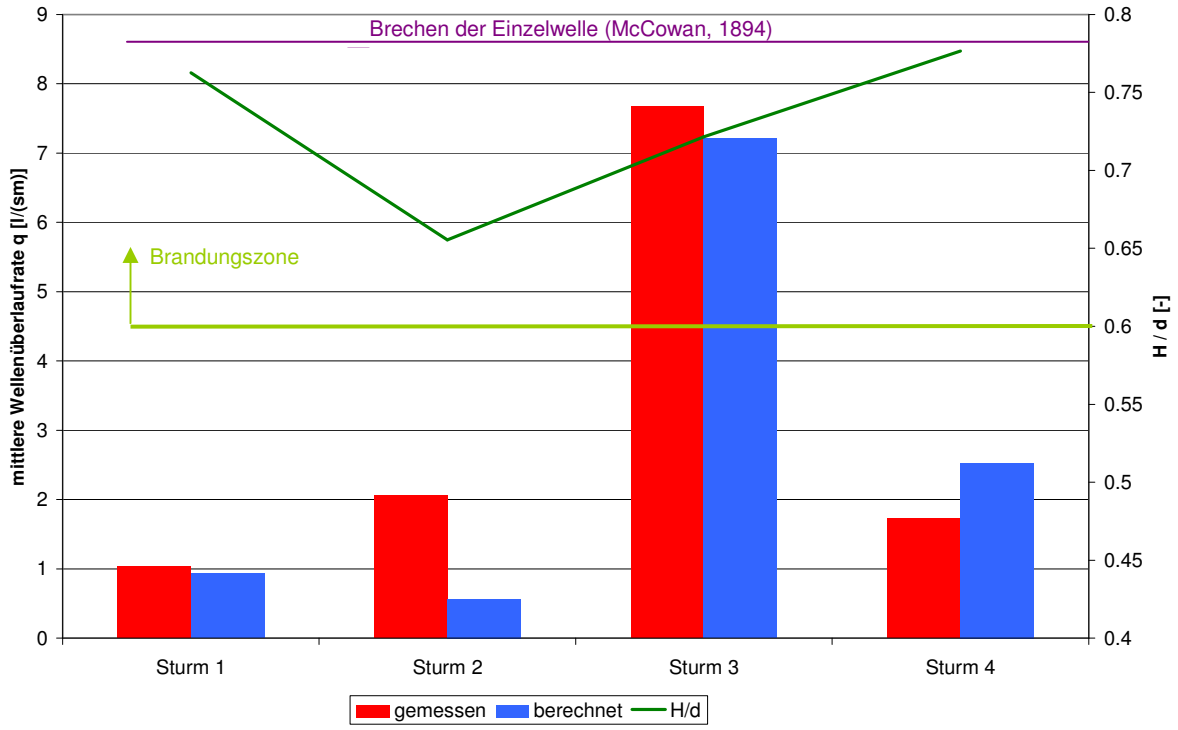
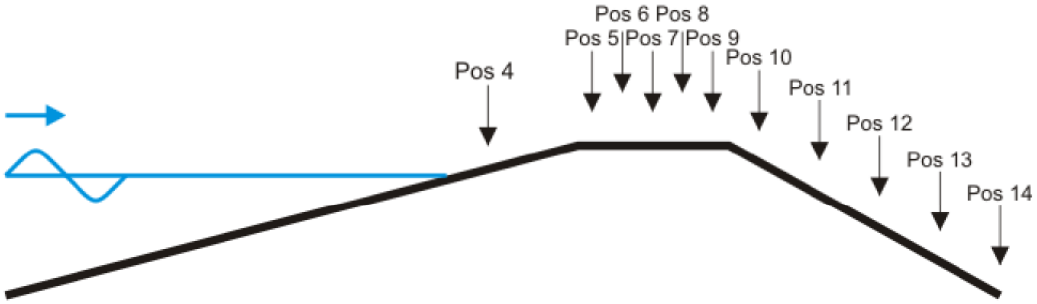
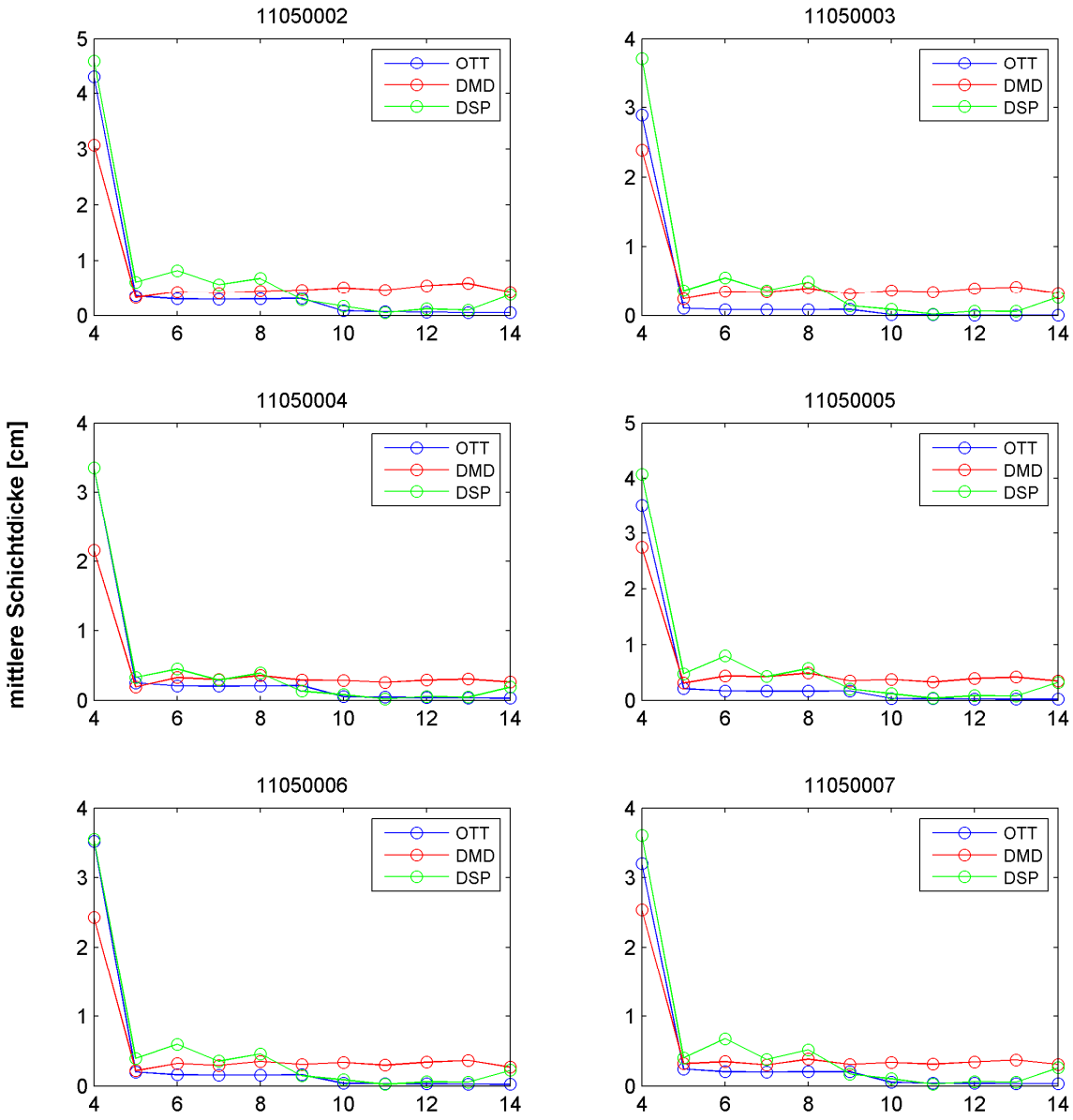


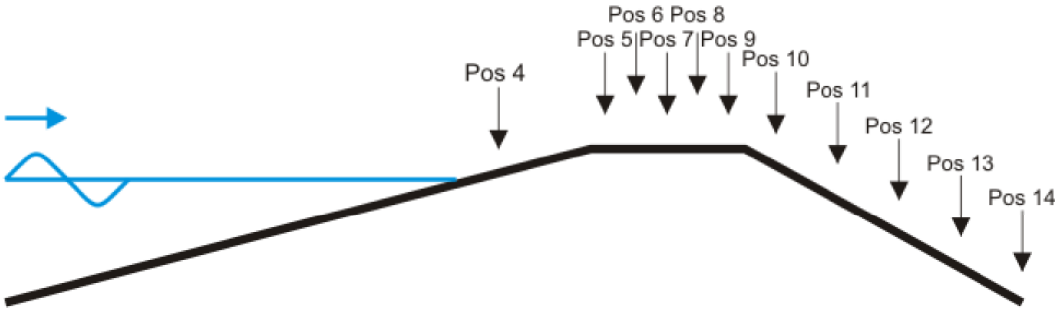
Abb. B.13: Gegenüberstellung der 4 Sturmfluten

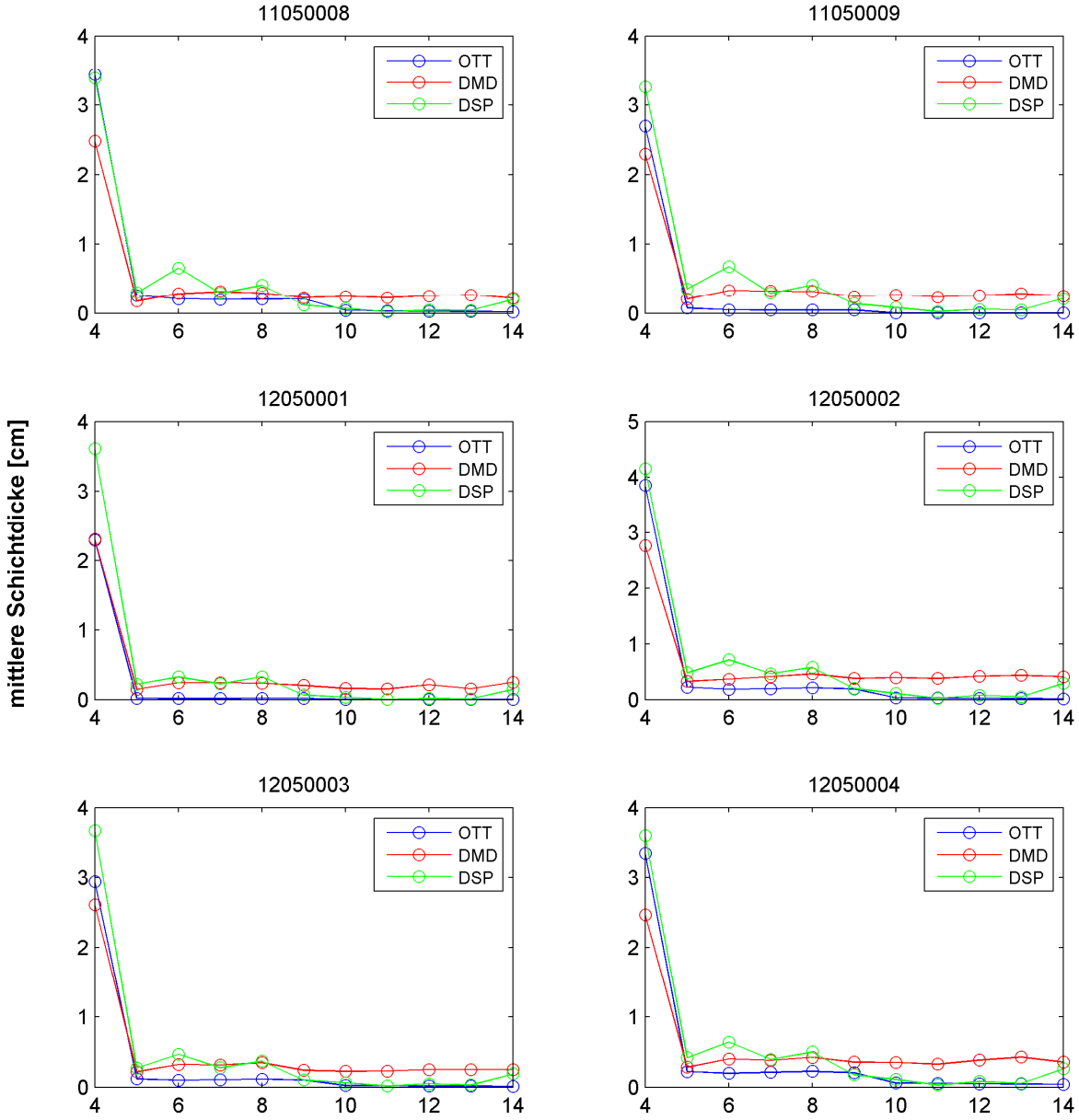
Trotz der zahlreichen Kompromisse, die aufgrund der verfügbaren Daten und der im Modell implementierten Vereinfachungen getroffen werden mussten, zeigt OTT-1D gute Ergebnisse bezüglich des Vergleichs mit Naturmessungen. Die Dimensionen werden allgemein gut erfasst, obwohl extreme Randbedingungen zu Grunde liegen. Das Modell bleibt stabil, obwohl die Datenmenge sehr groß ist und ein extrem nichtlinearer Seegang zu Grunde liegt.

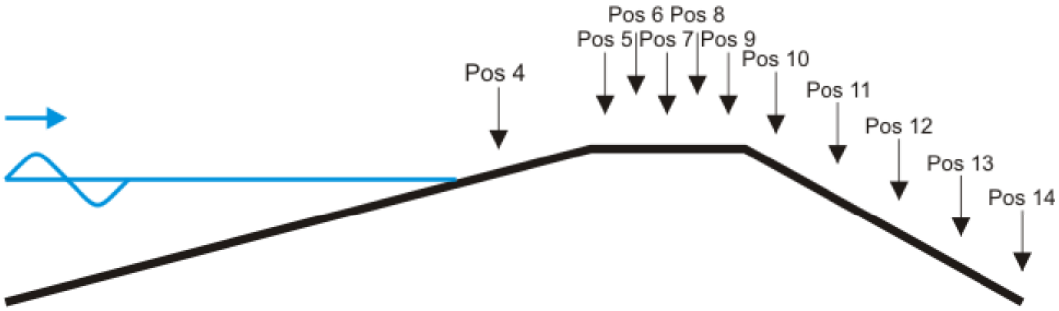
C Mittlere Schichtdicke

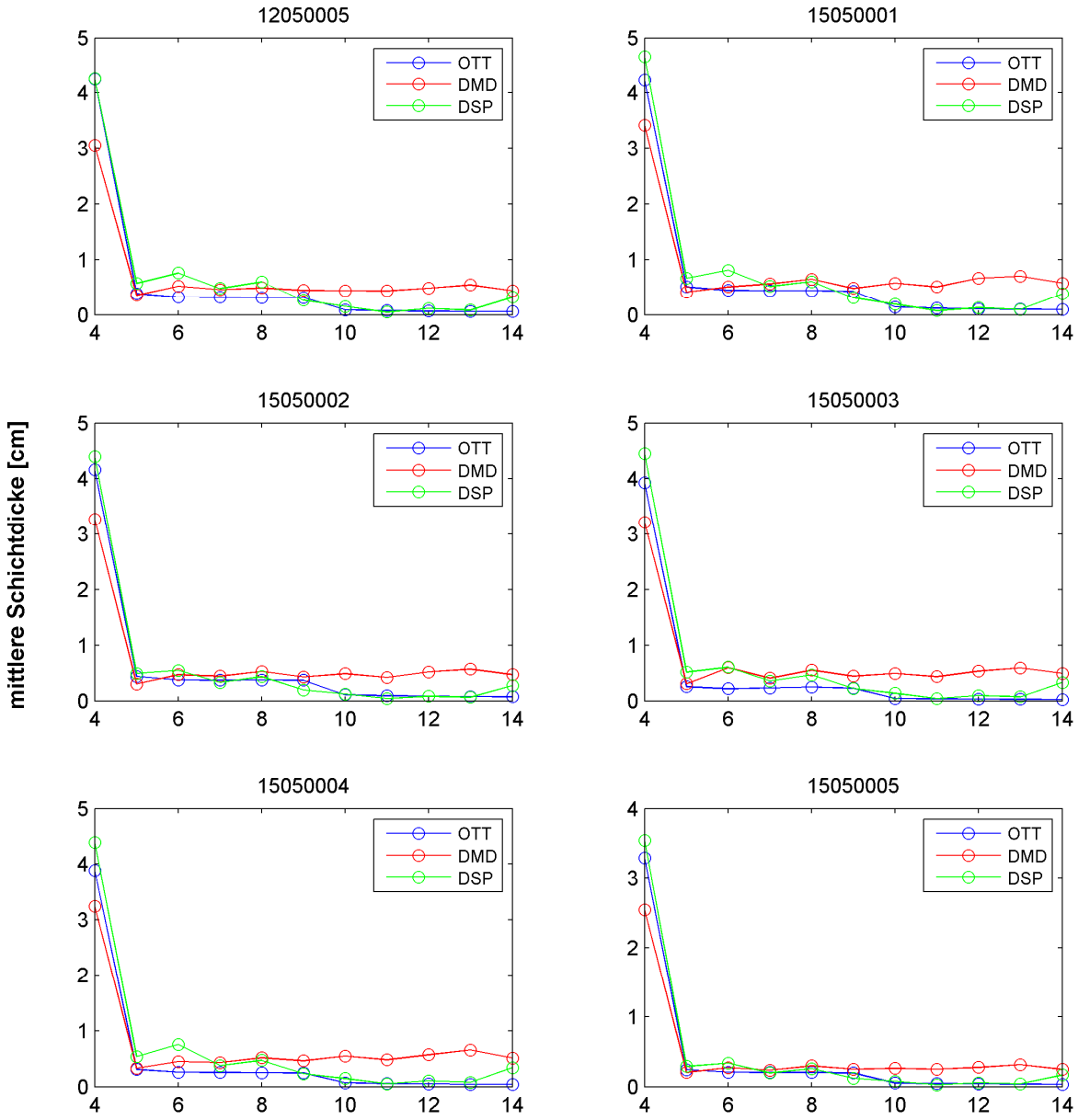


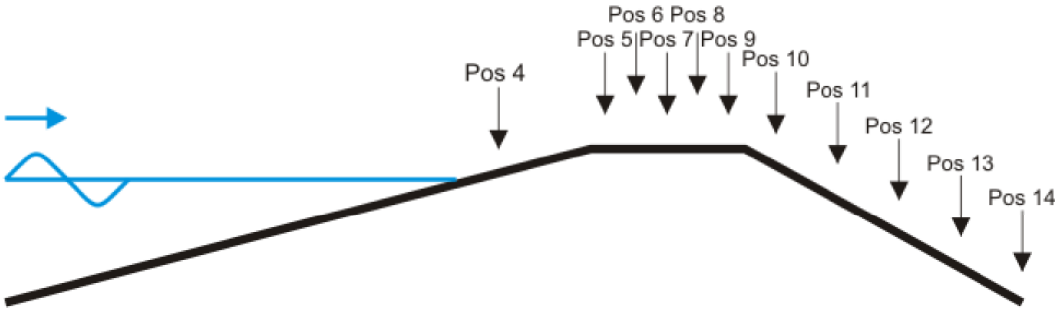


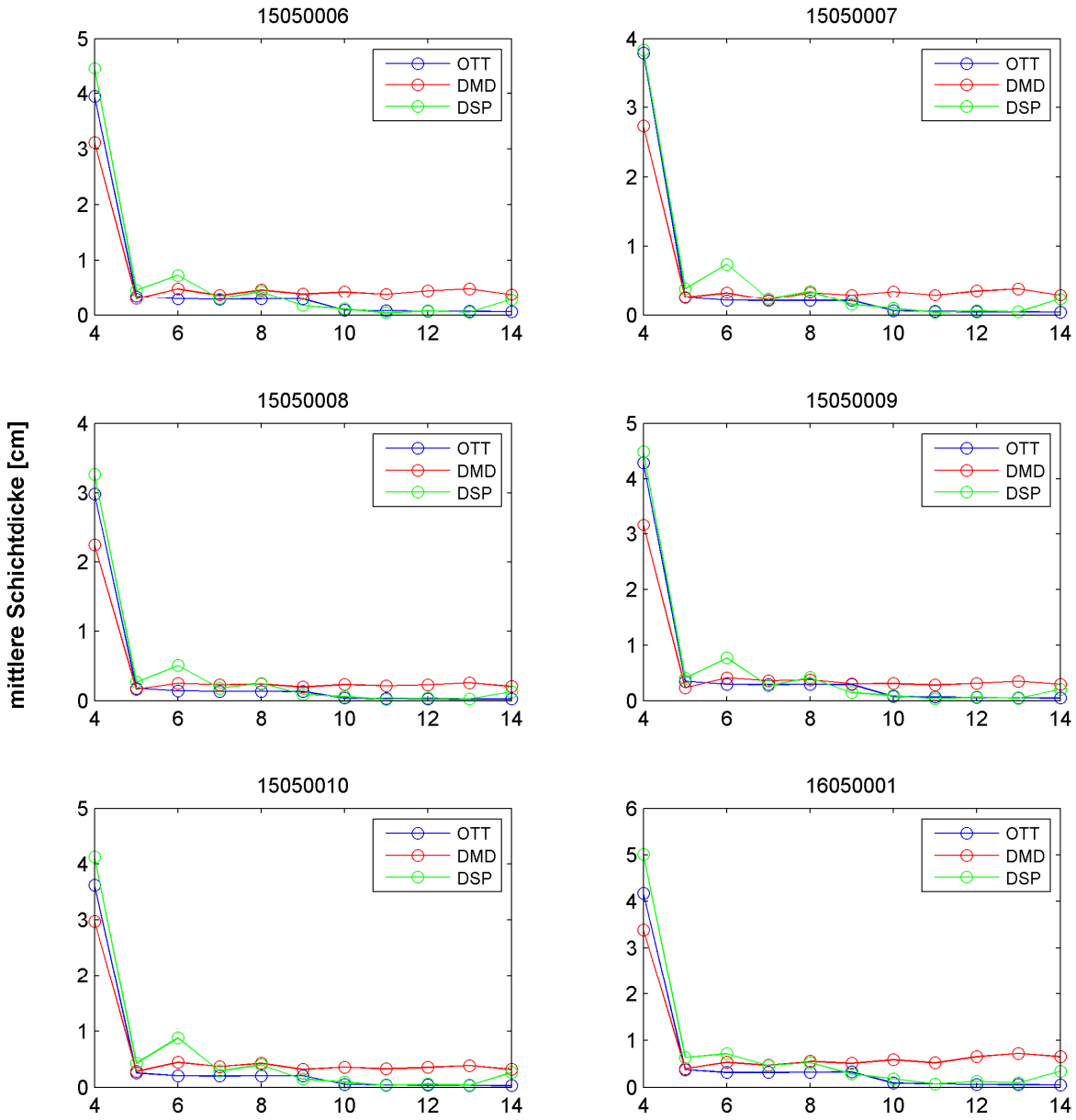

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

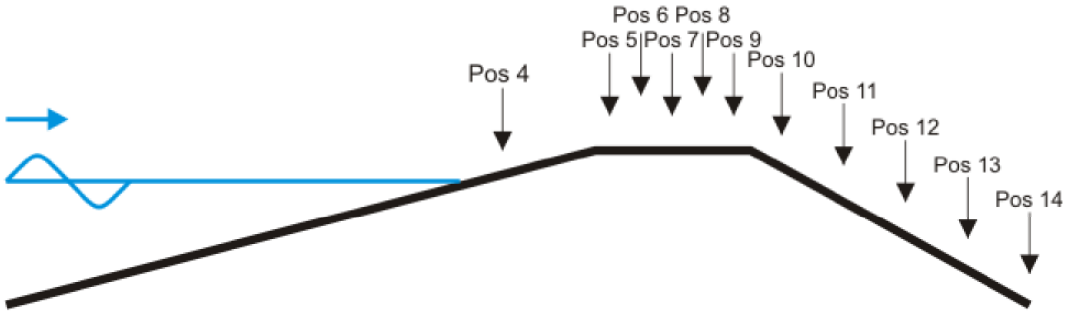

11050008
11050009
12050001
12050002
12050003
12050004
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

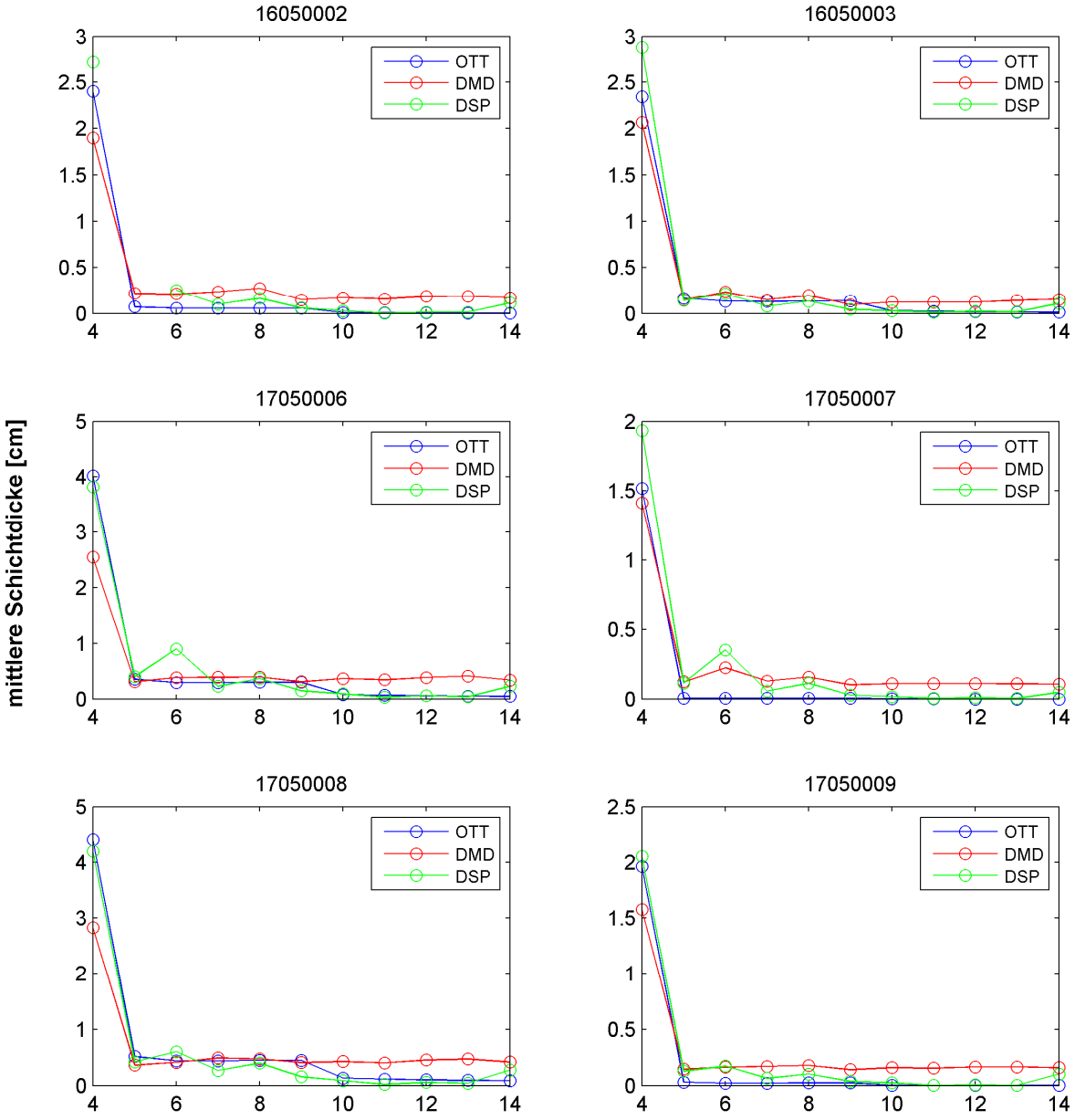

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

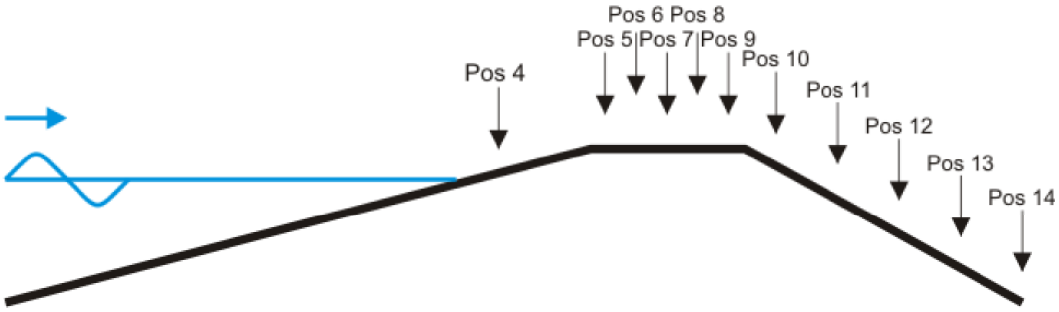

12050005
15050001
15050002
15050003
15050004
15050005
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

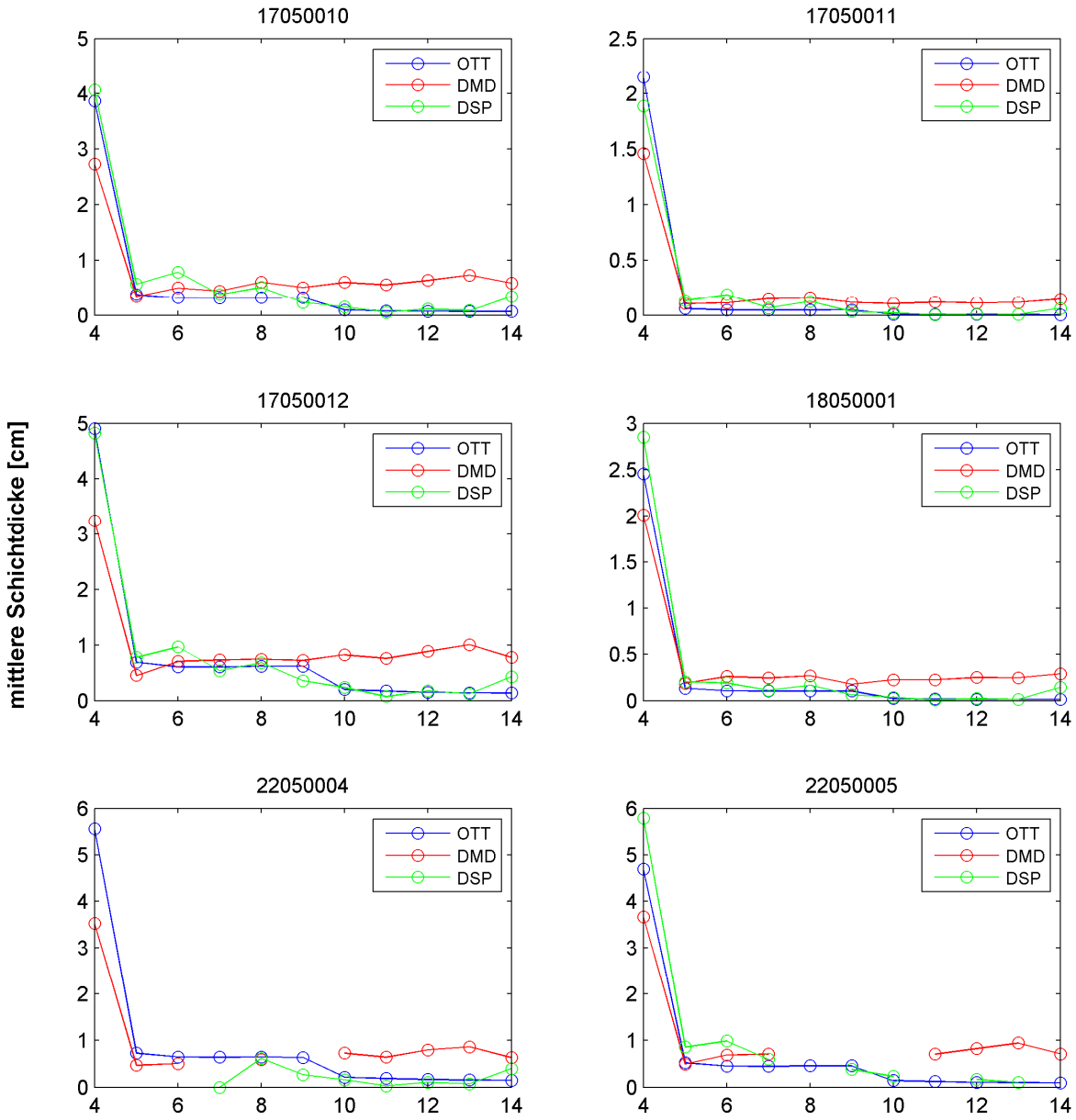

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

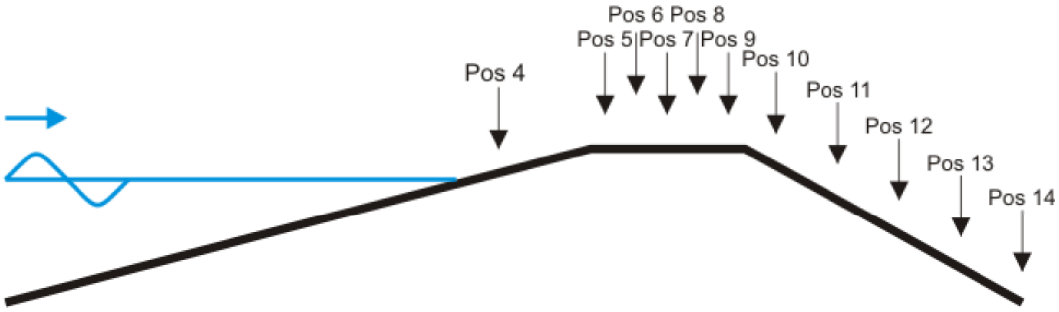

15050006
15050007
15050008
15050009
15050010
16050001
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

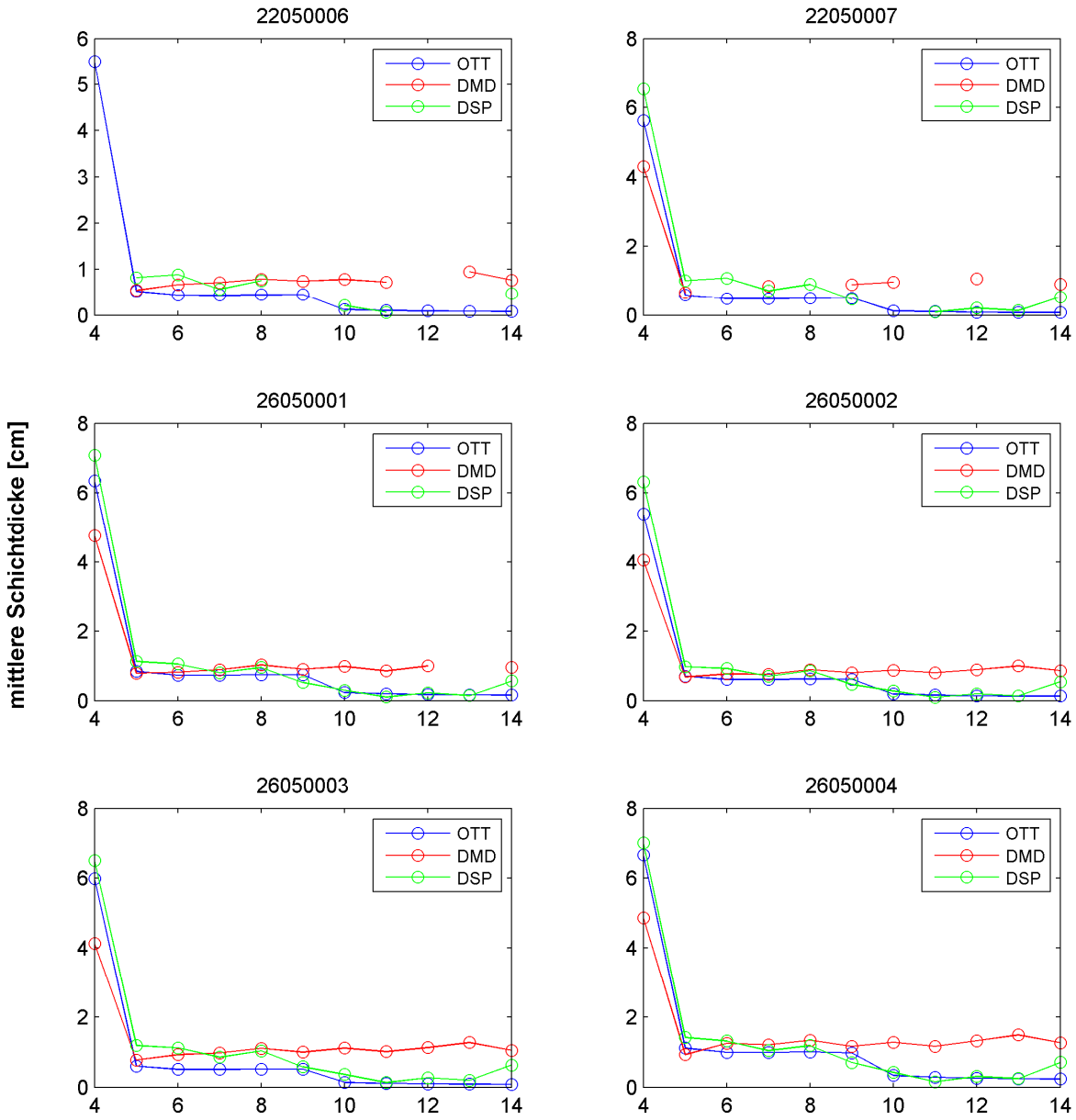

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

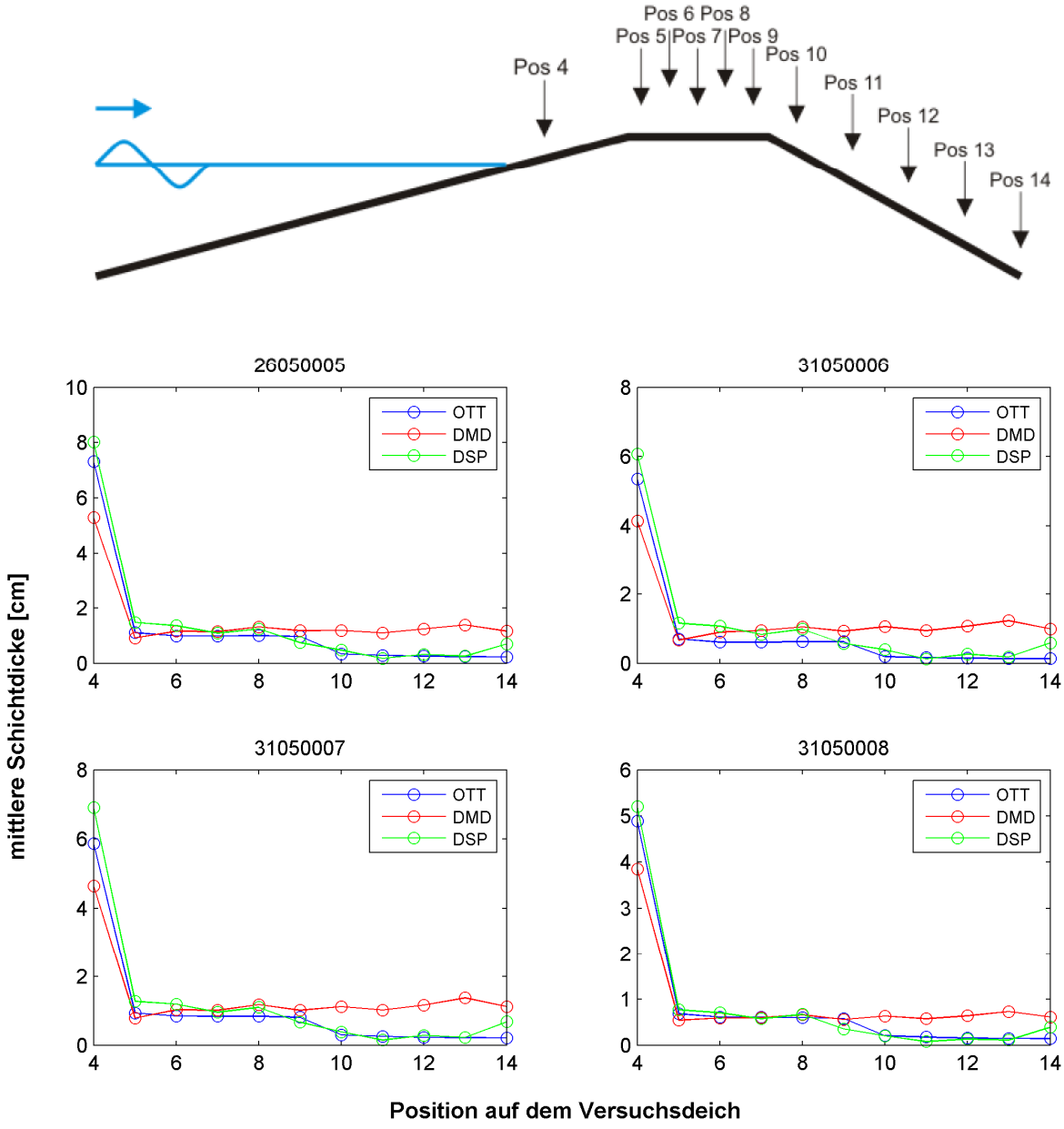

16050002
16050003
17050006
17050007
17050008
17050009
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

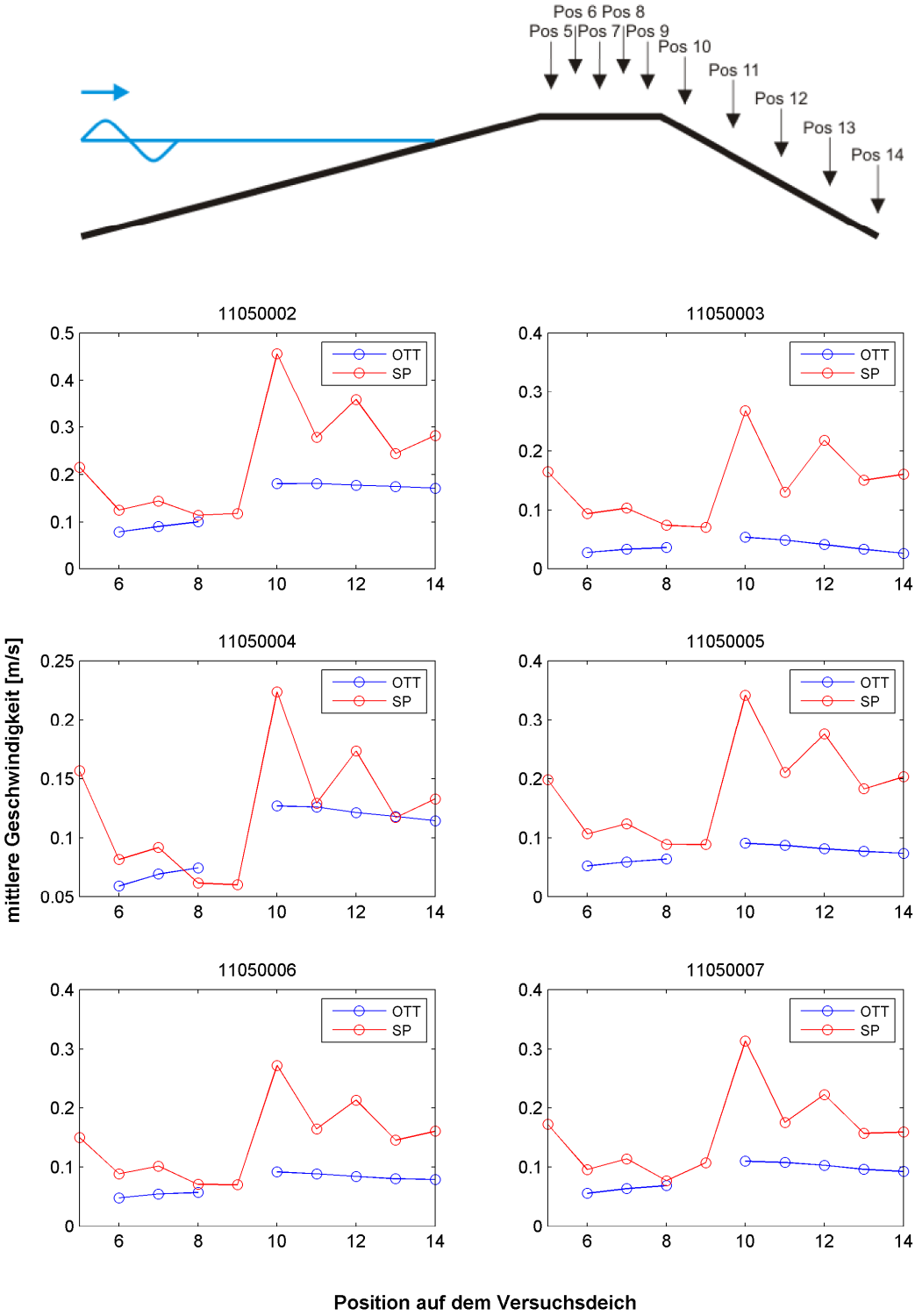

17050010
17050011
17050012
18050001
22050004
22050005
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

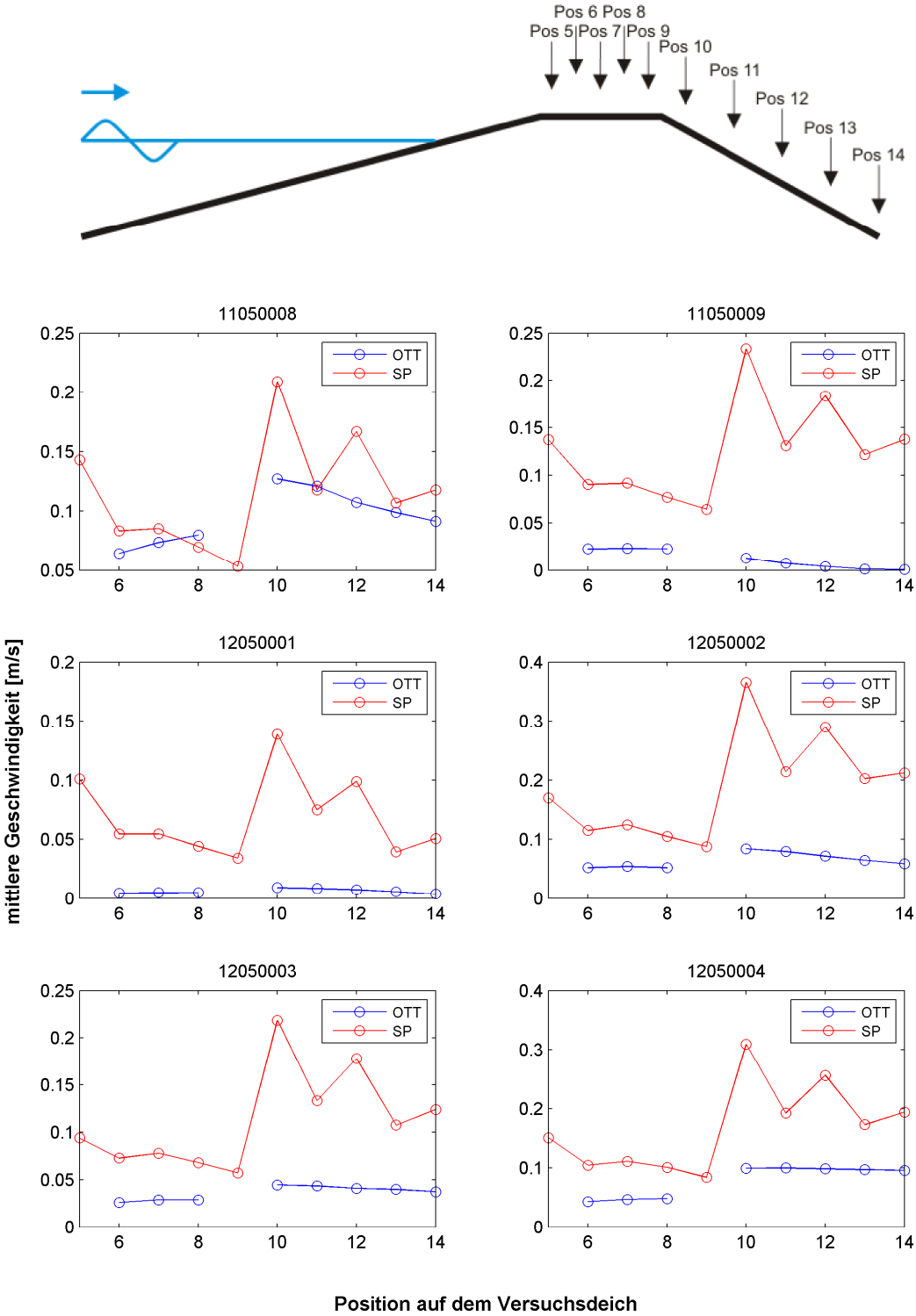

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

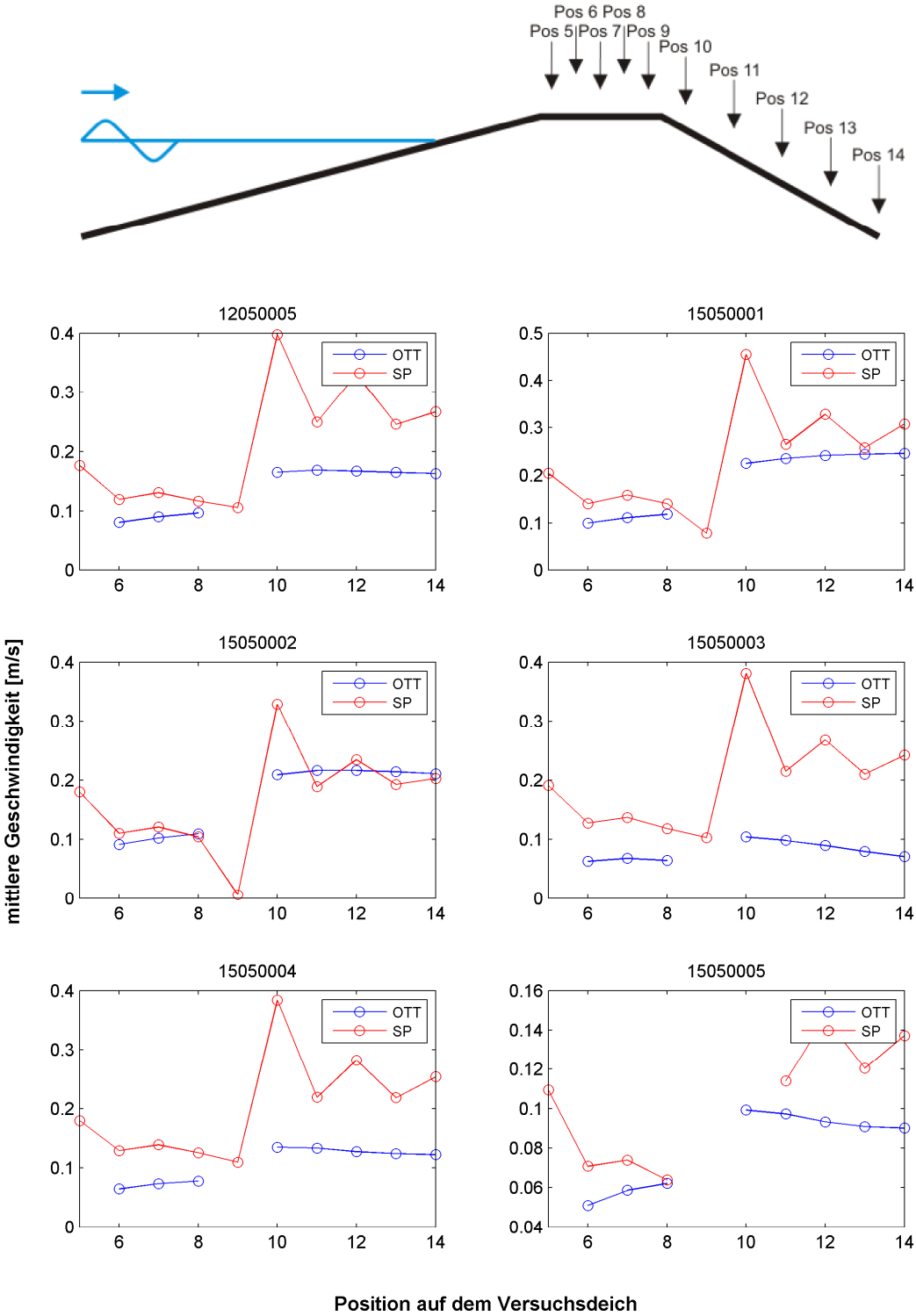

22050006
22050007
26050001
26050002
26050003
26050004
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

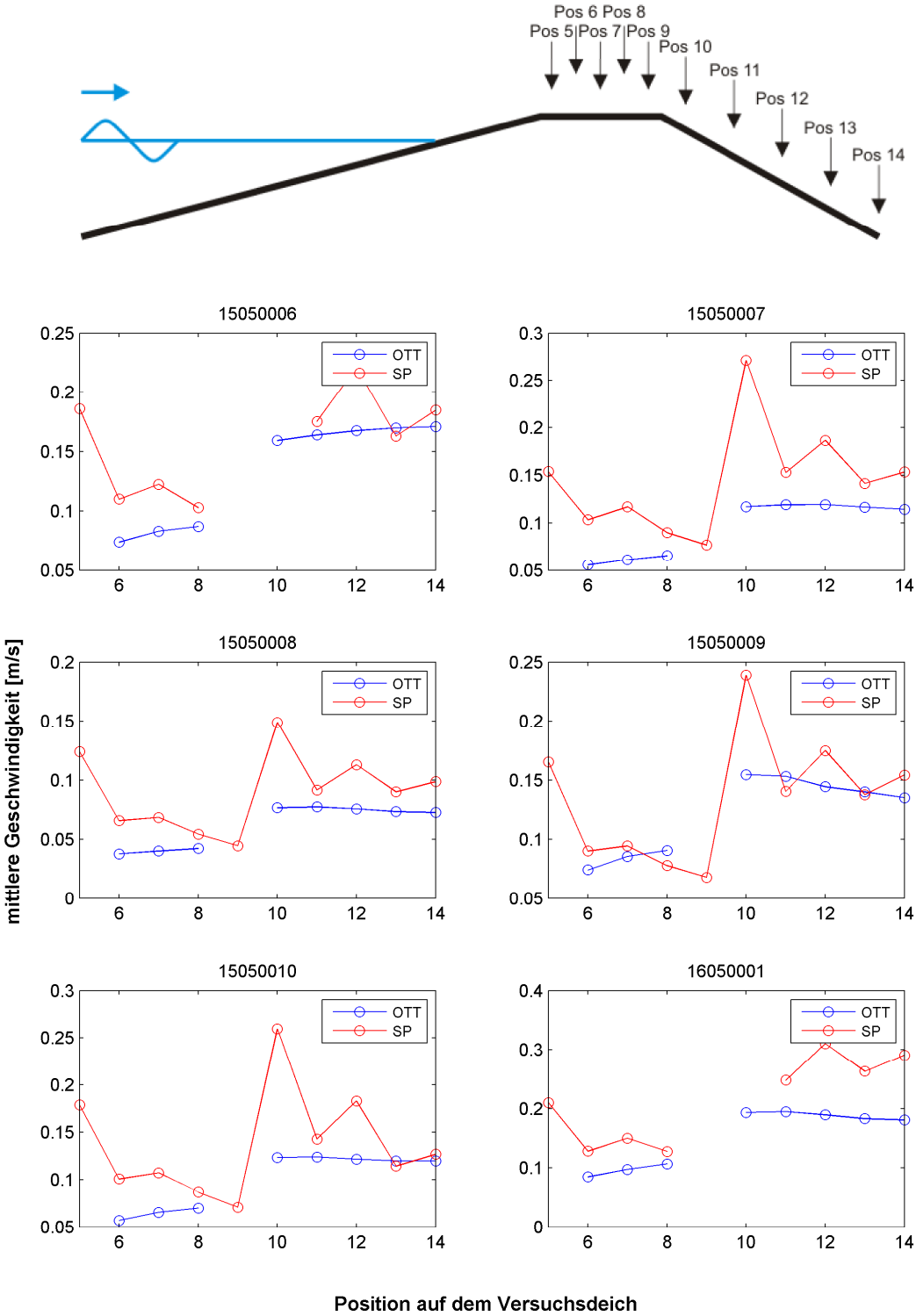

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
26050005
31050006
31050007
31050008
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

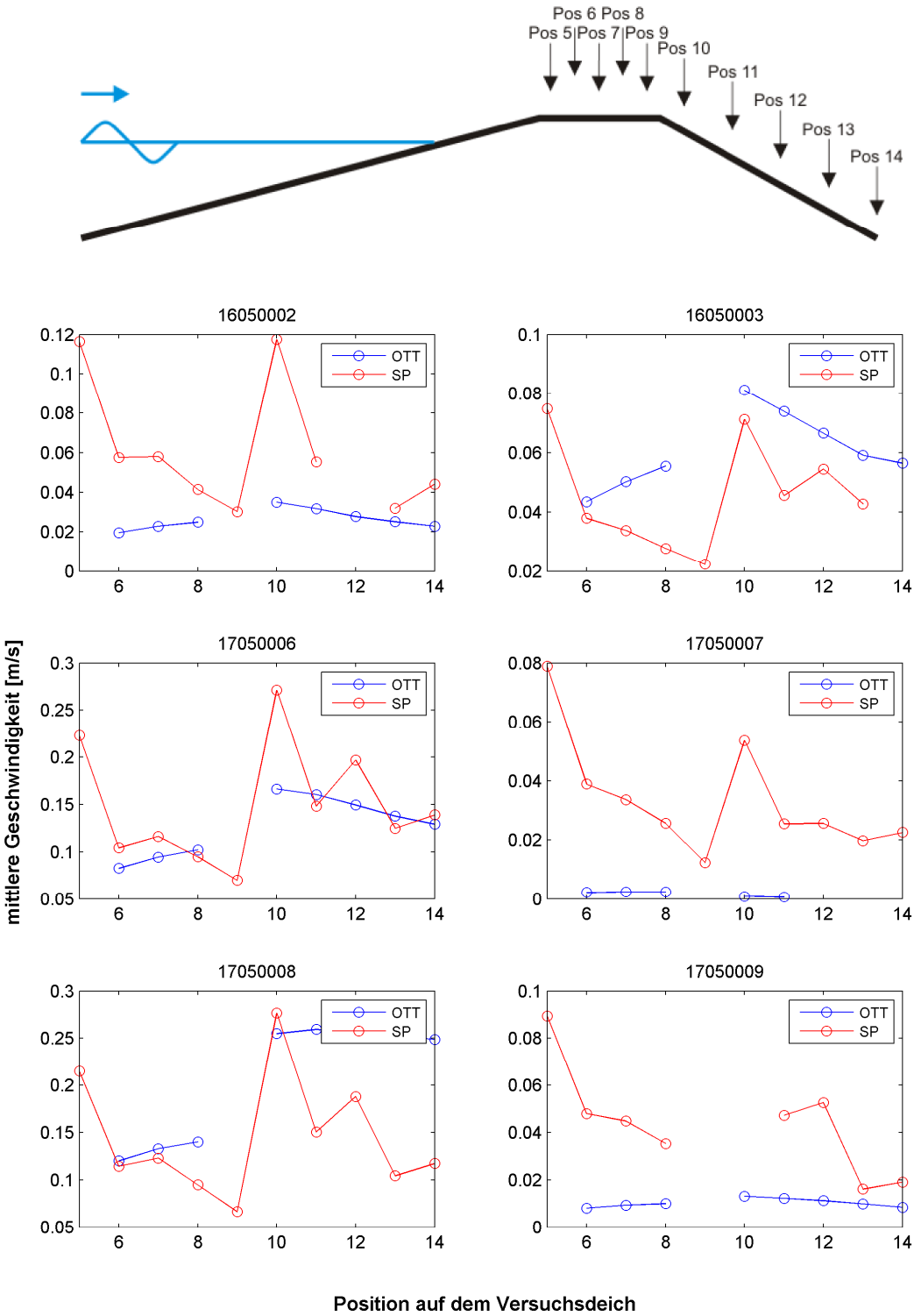
D Mittlere Geschwindigkeit

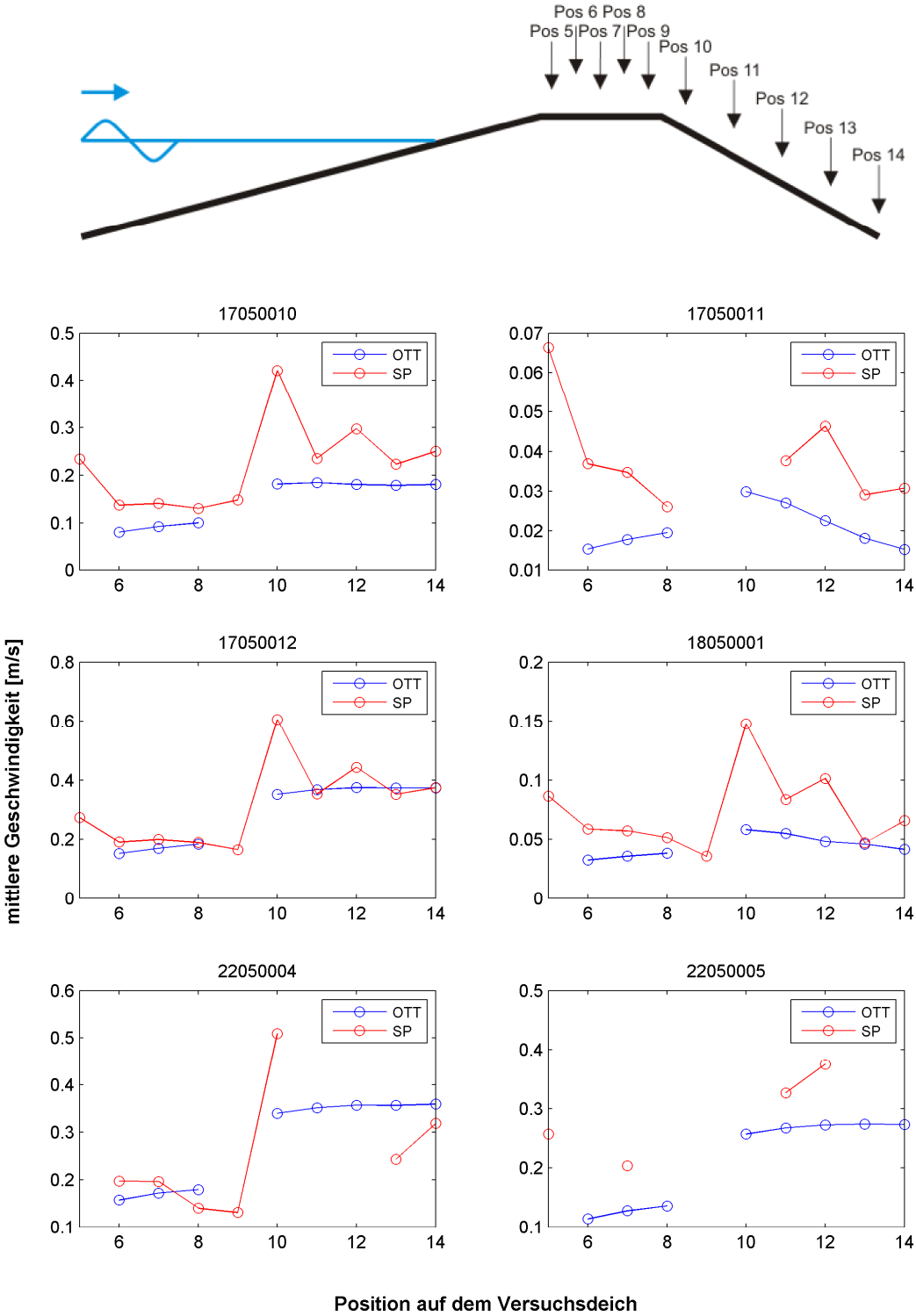


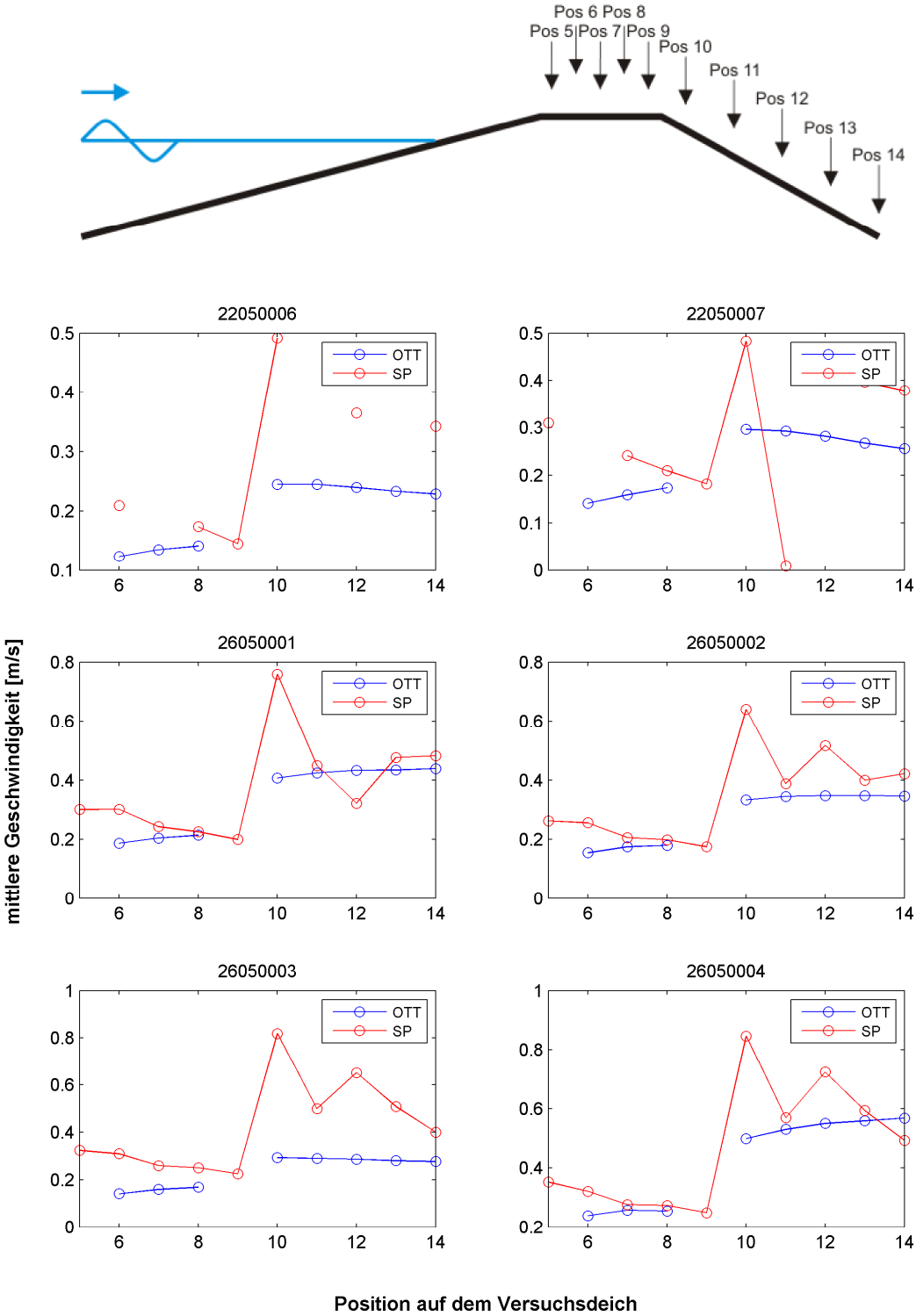

Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
11050008
11050009
12050001
12050002
12050003
12050004
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich

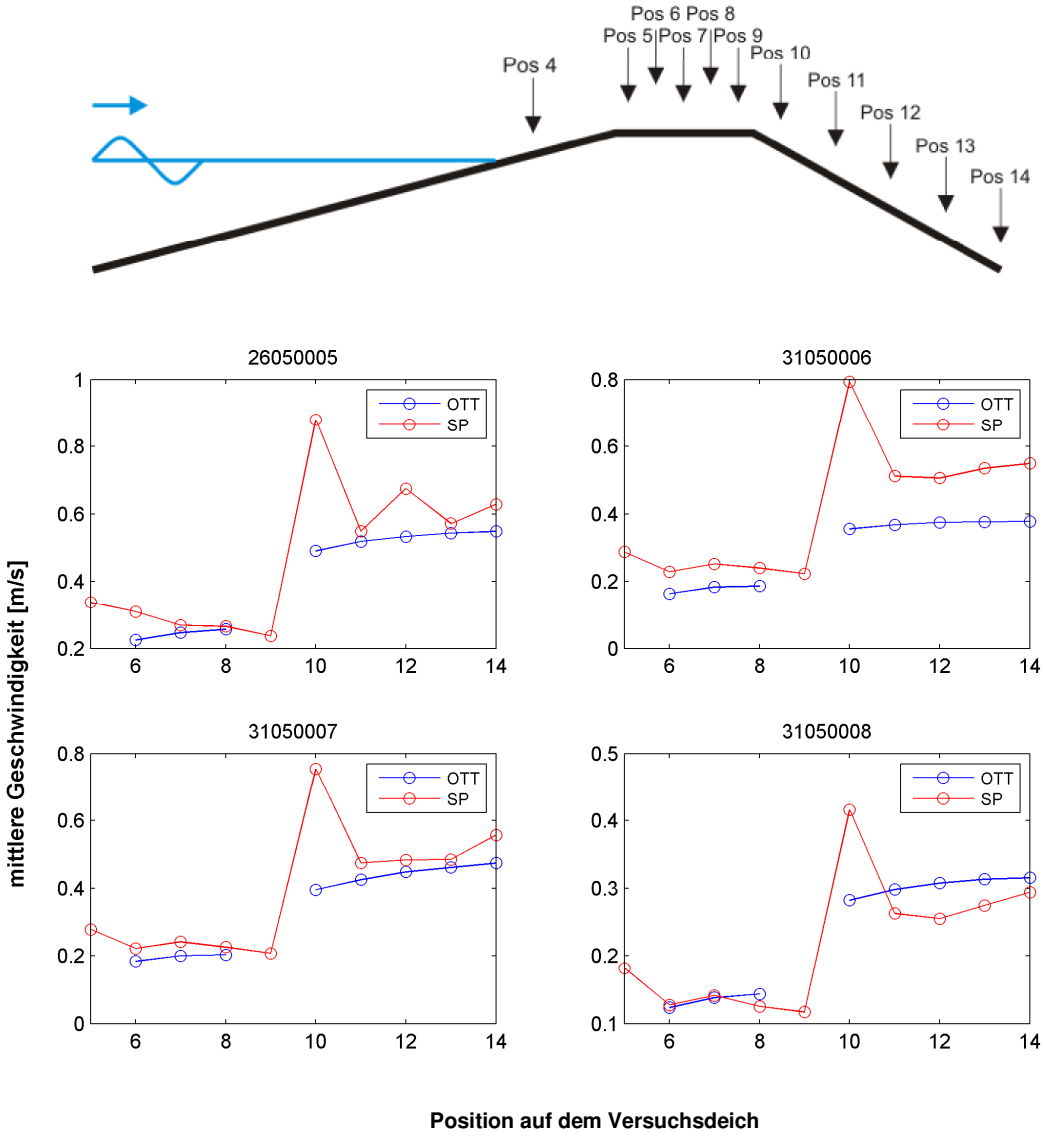

Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
12050005
15050001
15050002
15050003
15050004
15050005
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
15050006
15050007
15050008
15050009
15050010
16050001
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
16050002
16050003
17050006
17050007
17050008
17050009
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
17050010
17050011
17050012
18050001
22050004
22050005
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
22050006
22050007
26050001
26050002
26050003
26050004
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
26050005
31050006
31050007
31050008
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich

Anlagenverzeichnis

A Wasserspiegelauslenkungen bei verschiedenen Auflösungen A-1

B Sensitivitätsstudien B-1

B.1 Vergleich der Streuung von mittleren Wellenüberlaufraten in hydraulischen und mathematischen Modellen B-1

B.1.1 Beschreibung der hydraulischen Modellversuche B-1

B.1.2 Beschreibung der mathematischen Modellversuche B-3

B.1.3 Analyse der mathematischen Versuchsergebnisse und Vergleich mit den hydraulischen B-4

B.2 Vergleich von Modellergebnissen und Naturmessungen B-5

B.2.1 Beschreibung der Naturmessungen B-5

B.2.2 Datengrundlage und Auswertung B-7

B.2.3 Vergleich von gemessenen und modellierten Daten B-8

C Mittlere Schichtdicke C-1

D Mittlere Geschwindigkeit D-1

A Wasserspiegelauslenkungen bei verschiedenen Auflösungen

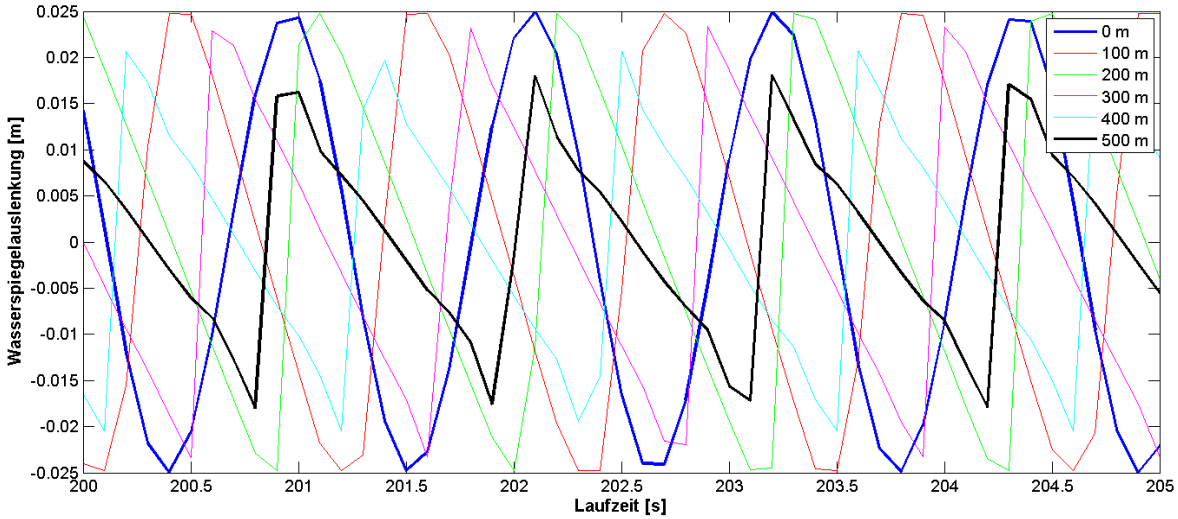


Abb. A.1: dx = 0,1 dt = 0,1

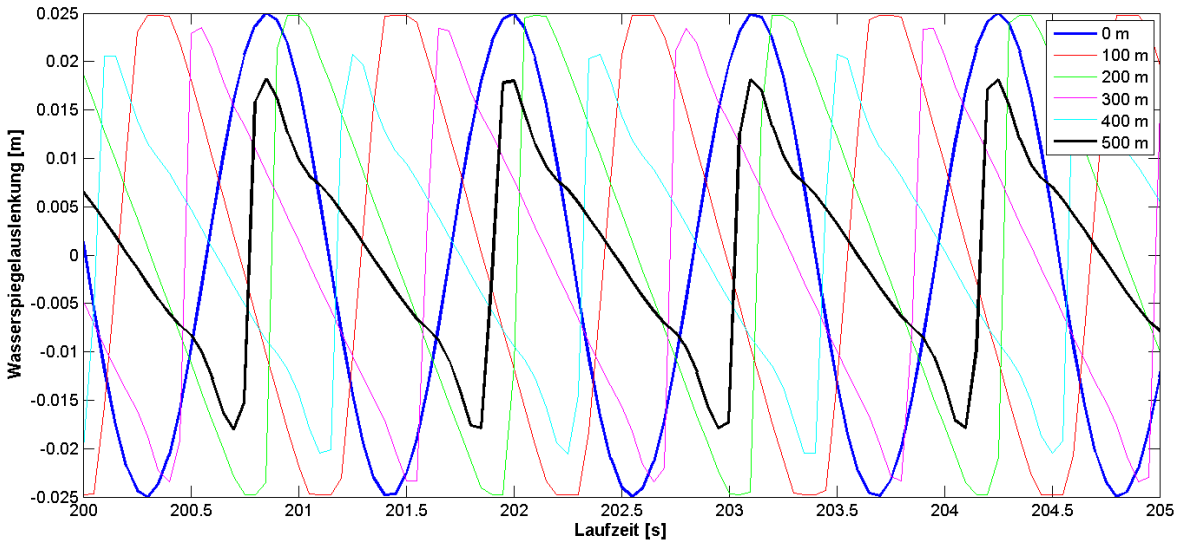


Abb. A.2: dx = 0,1 dt = 0,05

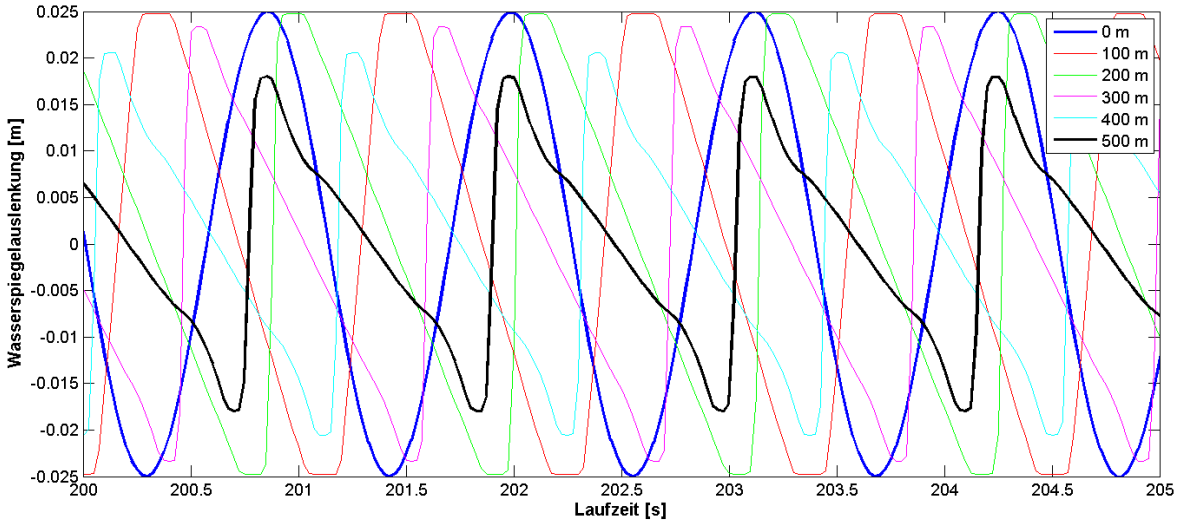


Abb. A.3: dx = 0,1 dt = 0,025

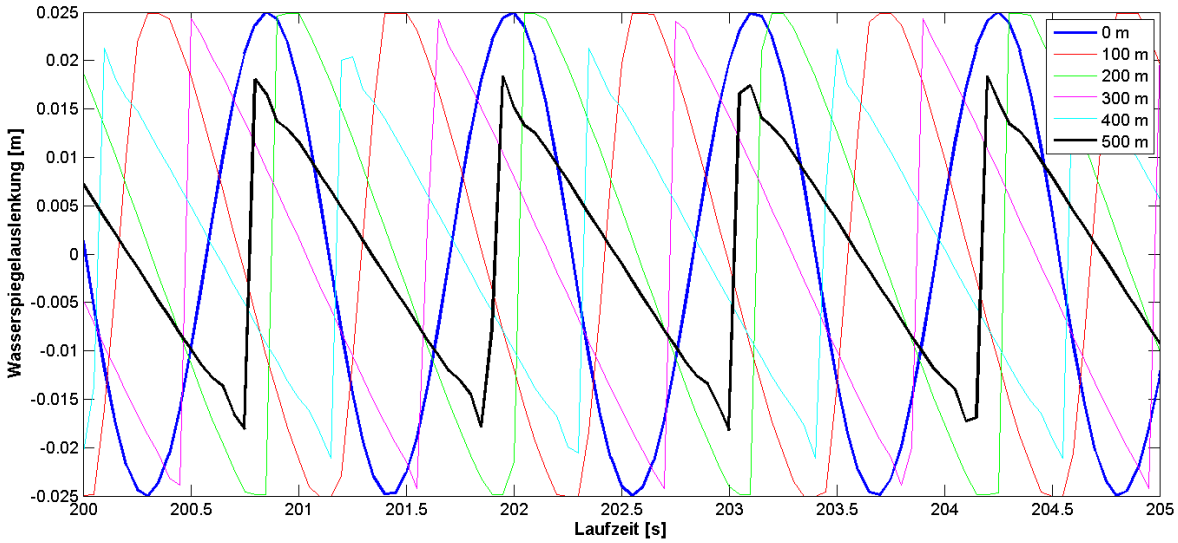


Abb. A.4: dx = 0,05 dt = 0,05

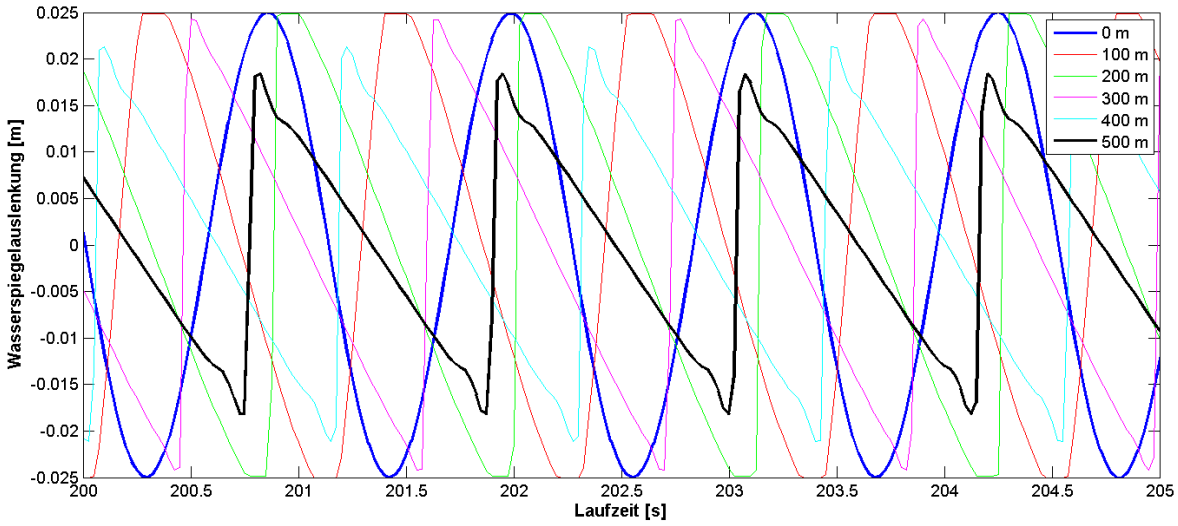


Abb. A.5: dx = 0,05 dt = 0,025

B Sensitivitätsstudien

B.1 Vergleich der Streuung von mittleren Wellenüberlaufraten in hydraulischen und mathematischen Modellen

B.1.1 Beschreibung der hydraulischen Modellversuche

In den Versuchseinrichtungen des FRANZIUS-Instituts der Leibniz Universität Hannover wurden hydraulische Modelluntersuchungen bezüglich der Streuungen mittlerer Wellenüberlaufraten bei identischen Randbedingungen durchgeführt. Es sind eine größere Anzahl von Wellenzügen basierend auf demselben eingesteuerten Spektrum gefahren worden. Dabei wurde Wellenanzahl und Freibord variiert. Weiterhin sind die Variationen der Wellenzüge über die Lauflänge überprüft worden (Kanis, 2008).

Anhand der Versuche wird im Rahmen des Projektes eine Sensitivitätsstudie bezüglich der Streuungen von mittleren Wellenüberlaufraten durchgeführt. Die Bandbreite der Streuungen des mathematischen Modells OTT-1D sollte mit den Streuungen des hydraulischen Modells übereinstimmen.

Die seeseitige Randbedingung der hydraulischen Versuche basiert auf einer aus einem JONSWAP-Spektrum mit einer signifikanten Wellenhöhe von 0,1 m und einer Peakperiode von 1,265 Sekunden generierten Zeitreihe. Da eine Zeitreihe auf der Energieverteilung des Spektrums in Kombination mit einer zufälligen Phasenverteilung basiert, entstehen unterschiedliche Wellenzüge. Je nach Startwert entsteht eine zugehörige Verteilung der hohen Wellen, die für die mittlere Wellenüberlaufrate entscheidend sind (Kanis, 2008).

Der Fuß des Versuchsdeichs befindet sich in einem Abstand von 20,5 m zur Wellenmaschine. Bei einer Neigung von rund 1:6 ist er 0,59 m hoch. Die Breite des Deichs beträgt 3,45 m. Im Kanal sind 8 Wellenpegel und ein Überlaufbehälter mit einem vibrierenden Spitzentaster angeordnet (Abb. B.1 und Abb. B.2).

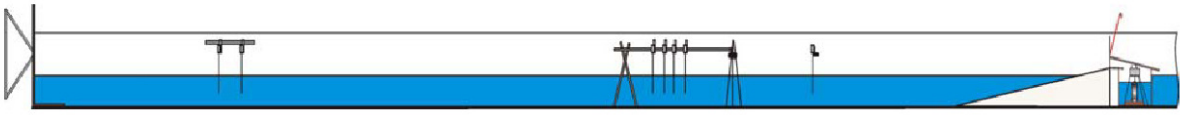


Abb. B.1: Schematischer Versuchsaufbau (Kanis 2008)

Auf der Krone befindet sich eine bewegliche Klappe mit einem Spritzschutz mit der der genaue Untersuchungszeitraum festgelegt werden kann. Bis sich das Spektrum voll ausgebildet hat verstreicht eine Zeit von rund 63,48 Sekunden, die als Vorlaufzeit angesetzt wird. Die Messdauer des Überlaufs beträgt in Abhängigkeit von der Blocklänge zwischen 63,48 und 507,88 Sekunden. Die Blocklänge N ist definiert als Anzahl der Datenpunkte mit der die Fast Fourier Transformation durchgeführt wird. Nach Ablauf der jeweiligen Messdauer wird die Klappe geschlossen, so dass kein Wasser mehr in den Überlaufbehälter gelangen kann. Damit ist gewährleistet, dass

exakt vergleichbare Überlaufraten resultierend aus der jeweiligen Zeitreihe ermittelt werden.

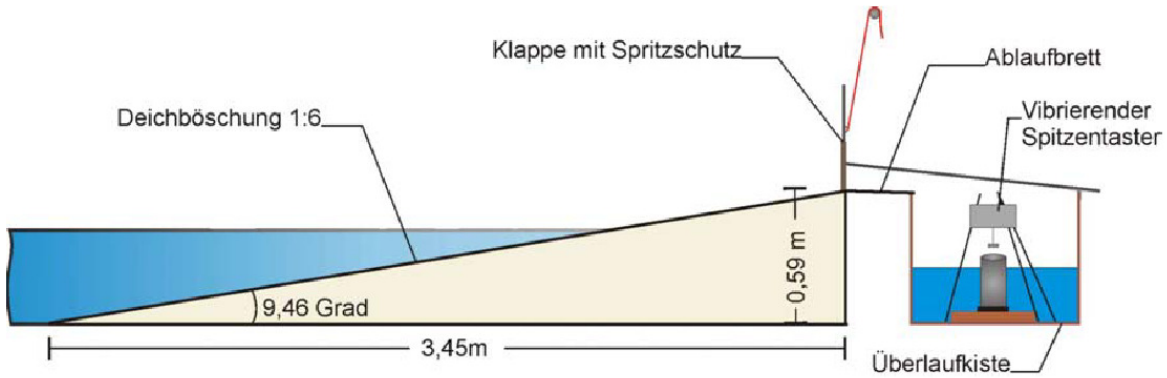


Abb. B.2: Schematischer Aufbau des Deichs (Kanis 2008)

Bei den erhaltenen Wellenpegeldaten handelt es sich um Rohdaten in [mV]. Mit Hilfe der Kalibrierungsgleichungen aus Tabelle A.1 können die Daten in die Wasserspiegelauslenkung [m] umgerechnet werden.

Tab. B.1: Kalibrierungsgleichungen der Wellenpegel und Abstand zur Wellenmaschine (Kanis 2008)

Pegelnummer	Abstand zur WMA	Kalibrierungsgleichung
1	4,10	Y [m] = 0,020215 · X [Volt]
2	4,60	Y [m] = 0,022005 · X [Volt]
3	13,77	Y [m] = 0,020115 · X [Volt]
4	14,00	Y [m] = 0,020215 · X [Volt]
5	14,20	Y [m] = 0,019917 · X [Volt]
6	14,45	Y [m] = 0,020386 · X [Volt]
7	17,35	Y [m] = 0,021647 · X [Volt]
8	17,35	Y [m] = 0,018825 · X [Volt]

Anschließend werden die signifikanten Seegangsparameter an jedem Wellenpegel bestimmt und mit den Berechnungen von Daemrich (2008) verglichen (Tab. B.2). Das Mittel der Wellenhöhen an den Pegel 3 bis 6 ergibt 0,090575 m. Kanis (2008) hat für diesen Wert in ihrer Diplomarbeit 0,09041 m ermittelt.

Tab. B.2: Spektrale signifikante Seegangsgrößen an den Wellenpegeln 1 bis 8

	H_{m0} [m]	T_E [s]	T_p [s]
WP1	0,0925	1,2105	1,2698

	H_{m0} [m]	T_E [s]	T_p [s]
WP2	0,0919	1,2094	1,2572
WP3	0,0924	1,2280	1,2572
WP4	0,0900	1,2136	1,2572
WP5	0,0885	1,2106	1,2572
WP6	0,0914	1,2064	1,2572
WP7	0,0879	1,2135	1,2698
WP8	0,0906	1,2093	1,2328

Die Versuche wurden mit verschiedenen Freibordhöhen von R = 5,00 cm bis R = 12,50 cm in 2,5 cm Schritten durchgeführt. Die Messung des Überlaufvolumens wird auf eine bestimmte Messdauer festgelegt, der je nach Zeitschritt und Blocklänge zwischen 63,48 und 507,88 Sekunden variiert.

Es werden die Streuungen hinsichtlich der Wiederholung der Wellenspektren mit identischen Startwerten untersucht. Eine generierte Zeitreihe wird aus der theoretischen Energieverteilung des JONSWAP-Spektrums in Kombination mit einer zufälligen Phasenverteilung gebildet. Diese Phasen werden mit einem Zufallsgenerator bestimmt, der in Abhängigkeit vom Startwert unterschiedliche Zufallszahlen und Phasen und damit auch unterschiedliche Wellenzüge festlegt. Bei identischem Startwert wird also immer derselbe Wellenzug generiert, der theoretisch immer in die gleiche Überlaufmenge resultiert. Ob das so ist kann hydraulisch untersucht werden, beim mathematischen Modell werden sich hier keine Streuungen zeigen. Eine bestimmte Zeitreihe führt immer zu identischen Ergebnissen.

Die Streuungen der Überlaufraten bezogen auf unterschiedliche Freibordhöhen und Wellenanzahlen kann mit dem mathematischen Modell untersucht und mit den hydraulischen Ergebnissen verglichen werden. Im FRANZIUS-Institut wurden für jede Blocklänge und Freibordhöhe 10 generierte Wellenzüge untersucht und die Streuungen ausgewertet. Weiterhin wurde der Einfluss der Lauflänge auf den Wellenüberlauf gemessen und die Wirkung eines Wellenabweisers untersucht.

B.1.2 Beschreibung der mathematischen Modellversuche

Der Aufbau des mathematischen Modells OTT-1D wird dem des hydraulischen Modells genau nachempfunden (Abb. B.3). Der Deich ist 0,59 m hoch und 3,45 m breit. Die Krone wird entsprechend dem Ablaufbrett um 2° geneigt. Danach wird das Modell abgeschnitten. Der Ausgabepunkt für die mittlere Wellenüberlaufrate wird am Kronenanfang bestimmt.

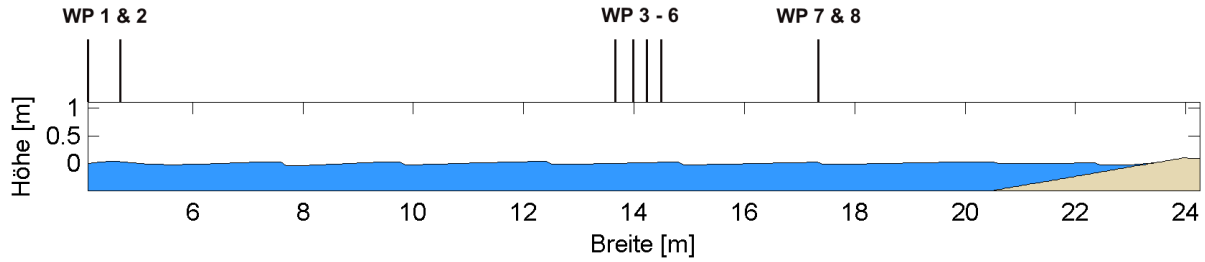


Abb. B.3: Aufbau im mathematischen Modell OTT-1D

Über die Rauigkeit des Versuchsdeiches ist lediglich bekannt, dass es sich um eine Holzkonstruktion handelt. Schüttrumpf (2001) hat bei seinen Versuchen einen Rauigkeitsbeiwert von 0,0058 für sehr glattes Holz bestimmt. Um diesen Wert wird auch hier die Rauigkeit pendeln.

Zunächst werden als seeseitige Randbedingung die Wellenpegel herangezogen. Dem Bauwerk am nächsten liegen WP 7 und 8, daher wird dessen Auslenkung als Zeitreihe verwendet. Die numerischen Größen werden dem kleinen Versuchsmaßstab angepasst. Es wird eine räumliche Diskretisierung von 0,05 m gewählt. Die zeitliche Diskretisierung wird zu 0,062 s festgelegt, das entspricht der Auflösung der hydraulischen Messungen.

Analog zu den hydraulischen Versuchen wird ein Auswertungszeitraum festgelegt. Das Modell erhält eine Vorlaufzeit von 63,48 Sekunden, dann wird entsprechend der zugehörigen Blocklänge der Zeitraum bestimmt für den die mittlere Wellenüberlaufrate berechnet wird.

B.1.3 Analyse der mathematischen Versuchsergebnisse und Vergleich mit den hydraulischen

Um die Eignung des mathematischen Modells zu prüfen, wurden zunächst jeweils 3 Testdatensätze zu den Freibordhöhen 5, 10 und 12,5 cm von Daemrich (2008) zur Verfügung gestellt. Im Gegensatz zu den bisherigen Vergleichen mit Messdaten werden hier nicht gemessene und berechnete Werte gegenübergestellt, sondern die Streuungen beider Modellvarianten (Abb. B.4).

Die mit OTT berechneten Wellenüberlaufraten schwanken um den Mittelwert der Messwerte. Bei einem Freibord von 10 und 12,5 cm liegen sie im Bereich der Einzelmesswerte. Es deutet sich an, dass das mathematische Modell den hydraulischen Versuch gut wiedergibt und ähnliche Streuungen aufweist.

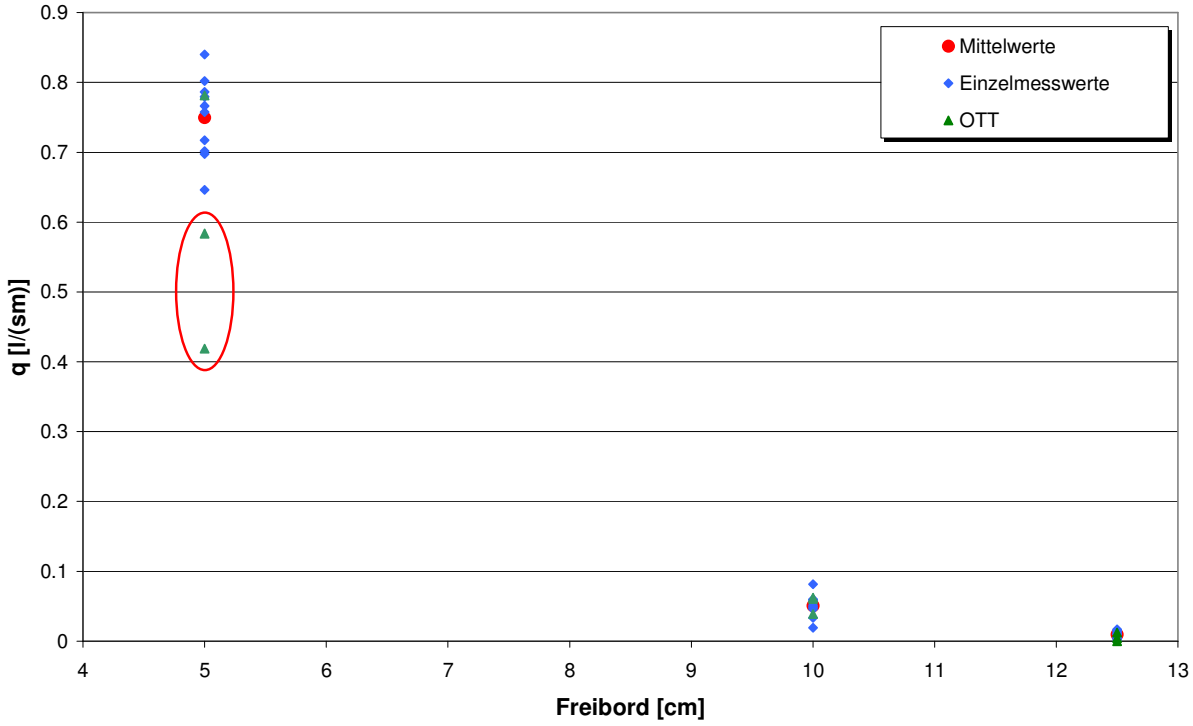


Abb. B.4: Messwerte für N = 256 im Vergleich zu den berechneten Werten aus den Testdaten

Bei einem Freibord von 5 cm sind zwei Ausreißer aus der Streuwolke erkennbar. Dort unterschätzt das mathematische Modell die tatsächliche Wellenüberlaufrate. Um weitere Aussagen zu den Ursachen treffen zu können, muss die Datengrundlage erweitert werden. Jedoch ist wie bei den hydraulischen Versuchen auch bei dem mathematischen Modell erkennbar, dass zwischen Wellenüberlaufrate und Freibord kein linearer Zusammenhang besteht. Vielmehr ist hier eine exponentielle Tendenz erkennbar.

B.2 Vergleich von Modellergebnissen und Naturmessungen

B.2.1 Beschreibung der Naturmessungen

Die verwendeten Daten für die Validierung des Modells mit Naturmessungen stammen aus den Niederlanden (Abb. B.5). Dort wird seit 1995 in der Nähe von Petten der Seegang gemessen. Bis heute sind eine Reihe weiterer Messinstrumente hinzugekommen, wodurch von Offshore bis zur Außenböschung der ganze Bereich abgedeckt ist.



Abb. B.5: Messfeld in der Nähe von Petten (Schroevers, 2006)

Im Offshorebereich befinden sich zwei Seegangsbojen in 8 bzw. 4 km Entfernung vom Deichfuß (Abb. B.6). Vier Messtürme befinden sich in einer Reihe orthogonal zum Deich.

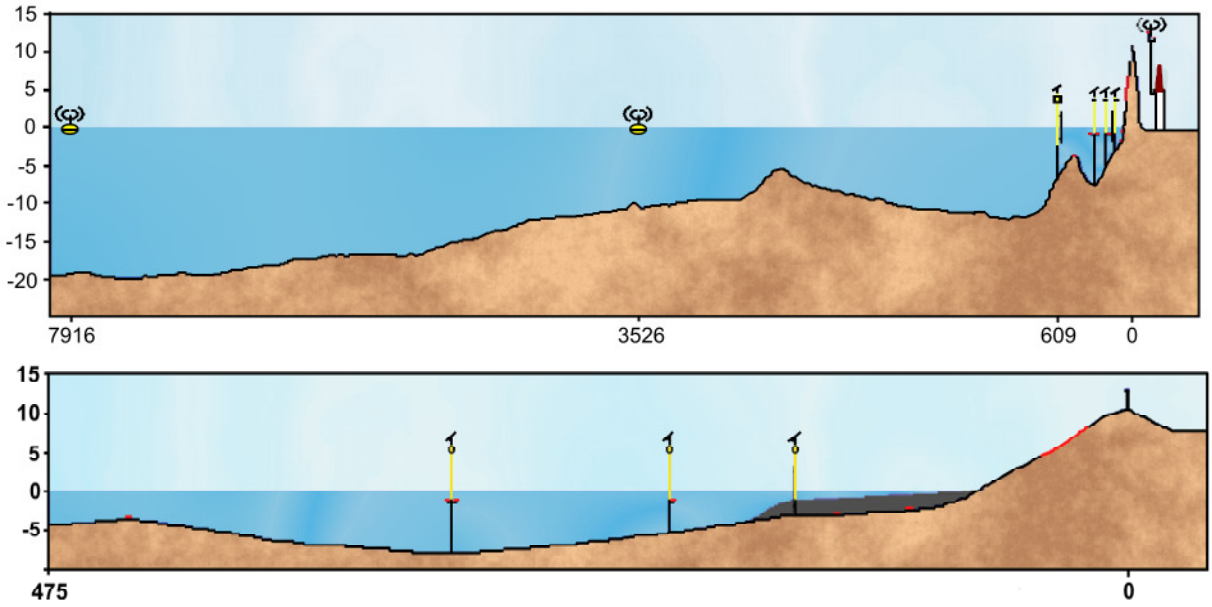


Abb. B.6: Anordnung der Messeinrichtungen

In der Nähe des Deiches befinden sich zwei Druckmessdosen, die die brechenden Wellen bzw. den Druckschlag messen sollen. Auf der Außenböschung ist ein Stufenpegel angeordnet, der den Wellenauflauf misst. Zusätzlich sind am Anfang, in der Mitte und am Ende des Auflaufpegels Druckmessdosen platziert, sie messen die Schichtdicken. Seit November 2006 ist ein Wellenüberlaufbecken auf der Berme des Deiches installiert (Abb. B.7). 2 bis 5 mal im Jahr werden Wellenüberläufe während der Sturmfluten gemessen. Zu dem Wellenüberlauftank gehören ein Stufenpegel, der den Wellenauflauf bis zum Becken misst und eine DMD im inneren des Tanks, die

die Schichtdicke und damit das Volumen des in den Tank laufenden Wassers bestimmt. Die Höhe des Tanks liegt bei NN + 6,7 m.

Weiterhin werden Windmessungen (Richtung und Geschwindigkeit) über Land und See vorgenommen und der Wasserstand wird gemessen. Das Messfeld wird mehrfach im Jahr vermessen.



Abb. B.7: Wellenüberlauftank

B.2.2 Datengrundlage und Auswertung

Da für ein mathematisches Wellenüberlaufmodell Wellenüberlaufdaten benötigt werden, stehen nur eine begrenzte Anzahl an Daten zur Verfügung. In Petten wird nur während einer Sturmflut Wellenüberlauf gemessen, d.h. es herrschen extreme Bedingungen, die mit Versuchen in einem Wellenkanal nicht vergleichbar sind.

Für die Validierung stehen vier Sturmfluten zur Verfügung: Januar, März und November 2007 und März 2008. Eine exakt zuzuordnende Geometrie liegt nicht vor, da diese nur zu bestimmten Zeiten vermessen wird. Es liegen Daten von Februar, April und Oktober 2007, sowie von Februar 2008 vor (Abb. B.8). Für die Modellierung werden die Daten des nächstgelegenen Messturms bis zum Wellenüberlauftank benötigt.

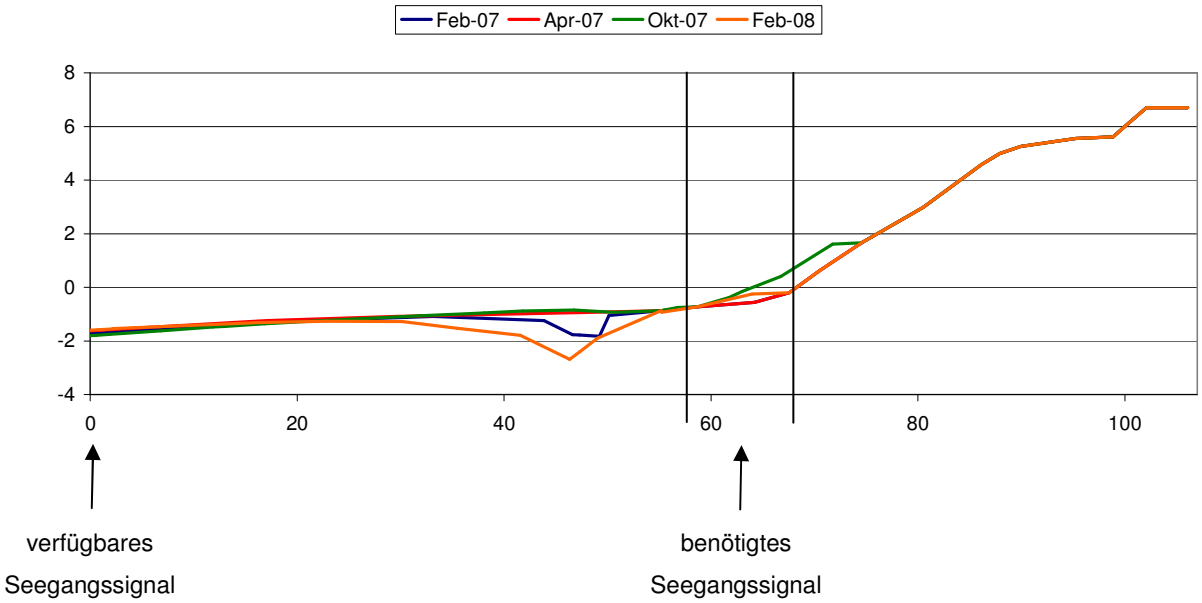


Abb. B.8: Geometrie und Randbedingung

Der Vergleich der Profile zeigt deutlich die Veränderungen vor dem Deichfuß. Während sich im Winter ein bis zu ein Meter tiefer Graben vor dem Deichfuß ausbildet, steigt im Frühjahr und im Herbst das Vorland stetig an. Ansonsten ändern sich die Tiefen nur geringfügig. Im Herbstprofil ist eine Veränderung am Deichfuß erkennbar, die aber im Februar im darauf folgenden Jahr verschwunden ist. Ob es sich hier um eine fehlerhafte Vermessung handelt, kann nicht eindeutig geklärt werden.
Auch während einer Sturmflut kann sich die Geometrie vor dem Deich signifikant verändern, diese Einflüsse müssen bei der Modellierung vernachlässigt werden, da die Datengrundlage fehlt.

Auch bei der seeseitigen Randbedingung müssen Kompromisse eingegangen werden. Der dem Deich am nächsten liegende Seegangsmessturm ist 68 m vom Deichfuß entfernt (Abb. B.8). Für das Modell OTT-1D muss jedoch unregelmäßiger Seegang möglichst nah am Deichfuß eingesteuert werden, was die bisherigen Validierungsergebnisse (Witting et al., 2004) bewiesen haben. Es muss also ein Strecke von über 50 m überwunden werden. Auf langperiodische Wellen treffen dabei die Flachwasserbedingungen zu und sie kommen ungedämpft am Deichfuß an (siehe Abschnitt 3.4). Jedoch weisen die Seegangspektren in Petten auch einen hohen Anteil kurzer Wellenperioden auf, bei denen Tiefwasserbedingungen herrschen. Diese Wellen bilden eine Bore aus und werden dann bis zum Bauwerksfuß gedämpft.

Der gemessene Seegang an dem Messturm enthält die Wellenreflexion des Deiches. Diese Reflexion kann nicht mehr aus dem Signal herausgenommen werden, da keine weiteren Seegangspegel in der Nähe sind, mit denen eine Reflexionsanalyse durchgeführt werden könnte. Außerdem befindet sich der Messturm in der Brandungszone. Die Wellen sind also schon im Eingangssignal stark aufgesteilt oder bereits gebrochen. Steile Wellen sind ebenfalls von der numerischen Dämpfung betroffen, da sich sofort eine Bore ausbildet (siehe Abschnitt 4.5).

Weitere Vereinfachungen sind im Modell selbst finden. Für den Vergleich mit den Naturmessungen wurde OTT-1D herangezogen. Es wurden also 2D bzw. 3D Effekte nicht berücksichtigt. Auch Windeinflüsse sind Modell nicht implementiert.

B.2.3 Vergleich von gemessenen und modellierten Daten

Für den Vergleich von gemessenen und berechneten Daten werden keine Regressionsdiagramme verwendet. Da nur Datensätze aus 4 Sturmfluten zur Verfügung stehen, ist die Grundgesamtheit für solche Diagramme zu gering und damit nicht Aussagekräftig. Hier werden Balkendiagramme zum direkten Vergleich hinzugezogen. Zusätzlich werden Wasserstand und Wellenhöhe eingebunden. Die Wellenüberlaufraten werden analog zur Datenanalyse von Rijkswaterstaat in 20 Minuten Blöcken ausgewertet, zusätzlich wird die Summe der gemessenen und berechneten Wellenüberlaufraten des Ereignisses dargestellt.

Die Analyse des ersten Sturmflutereignisses (Abb. B.9) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Wellenüberlaufraten. Trotz der getroffenen Kompromisse bezüglich der Randbedingungen stimmen die Dimensionen gut überein. Im Allgemeinen unterschätzt das Modell die mittleren Wellenüberlaufraten, dafür wird die numerische Dämpfung verantwortlich sein (siehe Abschnitt B.2.2). Ab 20:00 (dunkelrot markiert) ist eine deutliche Überschätzung erkennbar und darauf folgend stimmen gemessene und berechnete Wellenüberlaufrate fast exakt überein (hellgrün markiert). Betrachtet man nun die berechnete Wellenüberlaufrate zusammen mit der Wellenhöhe, ist zu erkennen, dass der Verlauf der Wellenüberlaufraten dem Verlauf der Wellenhöhe folgt. Da das Modell keine Einflüsse aus Wind oder mehrdimensionalen Effekten berücksichtigen kann, muss sich ein Verlauf analog zu Wasserstand und Wellenhöhe einstellen, wie das hier der Fall ist.

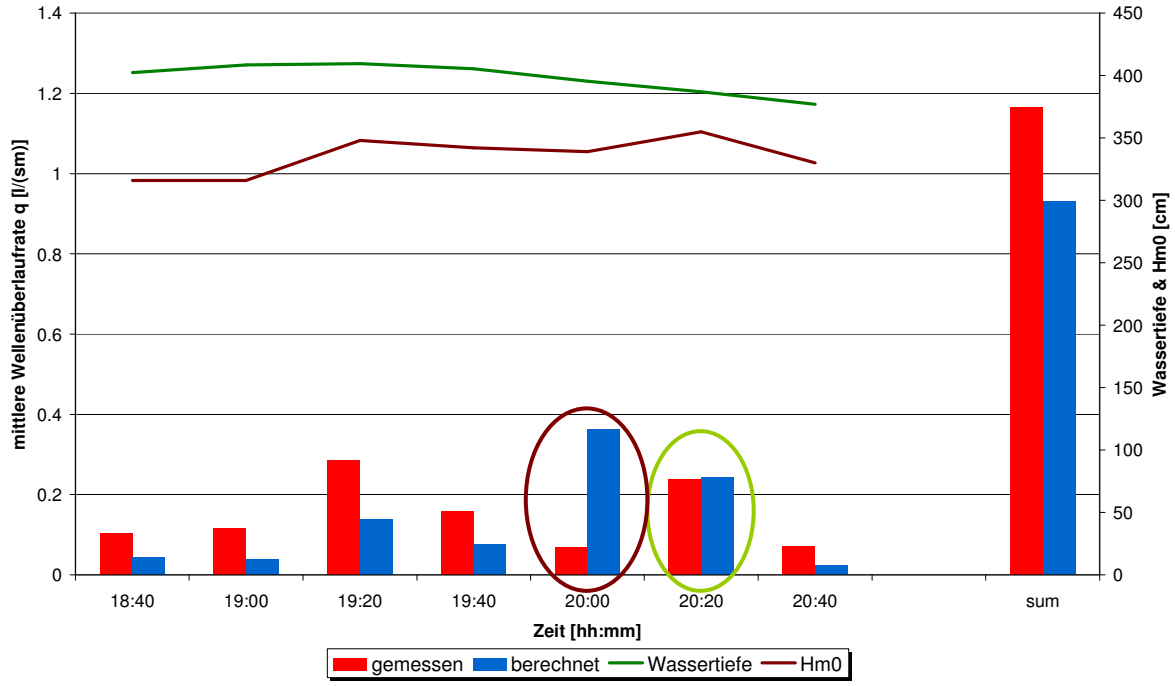


Abb. B.9: Sturmflut vom 18.01.2007

Bei der Sturmflut vom 18.03.2007 sind deutlichere Abweichungen sichtbar (Abb. B.10). Während in zwei Fällen die Überlaufrate fast exakt ermittelt werden konnte (hellgrün), ist an anderer Stelle kein Wellenüberlauf berechnet worden (dunkelrot), obwohl hier eine relativ hohe mittlere Wellenüberlaufrate gemessen wurde. Diese deutliche Unterschätzung ist auch in der Summe über die gesamte Sturmflutdauer sichtbar. Auch ist hier der Verlauf der gemessenen Überlaufraten nicht analog zu der spektralen Wellenhöhe. Welche der getroffenen Kompromisse für diese Abweichungen verantwortlich ist, kann im Nachhinein nicht geklärt werden. Der Wind ist als Grund auszuschließen, Windrichtung und Geschwindigkeit unterscheiden sich nicht von den anderen untersuchten Sturmfluten.

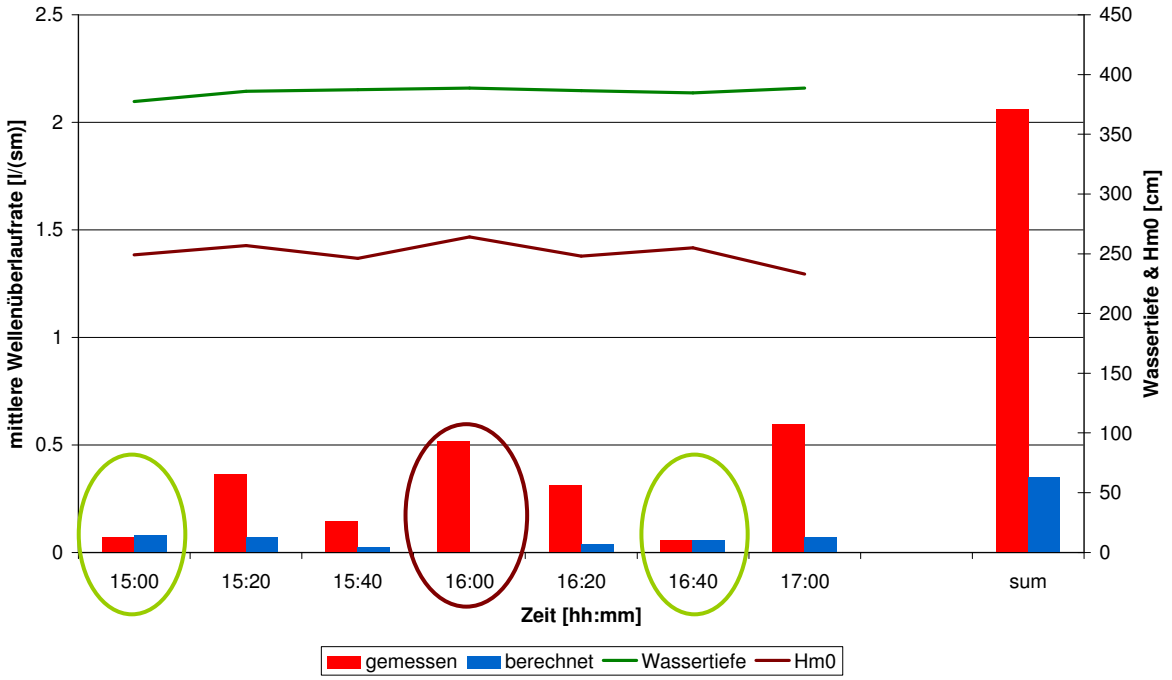


Abb. B.10: Sturmflut vom 18.03.2007

Die nächste untersuchte Sturmflut zeigt wieder gute Ergebnisse (Abb. B.11), drei von sieben Abschnitten stimmen überein (hellgrün). Hier sind im Vergleich zu den bisherigen Sturmfluten höhere Wellenüberlaufraten bestimmt worden, wodurch die relativen Abweichungen öfter geringer Ausfallen. Die Dimension der mittleren Wellenüberlaufrate wird gut erfasst, was auch in der Summe gut erkennbar ist.



Abb. B.11: Sturmflut vom 09.11.2007

Im ersten Rechenabschnitt ist eine deutliche Überschätzung zu erkennen (lila). Diese lässt sich wiederum durch die Vernachlässigung der der in Abschnitt B.2.2 genann-

ten Effekte erklären. Betrachtet man Wellenhöhe und Wasserstand, ist an dieser Stelle die höchste mittlere Wellenüberlaufrate zu erwarten. Bei den Berechnungen stellt sich das ein, bei den Messungen jedoch nicht. Über die gesamte Sturmflut verfolgt der berechnete Wellenüberlauf der Wasserstands- und der Wellenhöhenkurve, somit rechnet das Modell mit den zur Verfügung stehenden Daten logisch richtig.

Auch die letzte untersuchte Sturmflut zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen OTT-1D und den gemessenen Daten (Abb. B.12). Die Dimension wird gut erfasst und der berechnete Wellenüberlauf folgt Wasserstand und Wellenhöhe. Hier stellt sich größtenteils eine Überschätzung der Wellenüberlaufraten ein, was sich auch in der Summe zeigt.

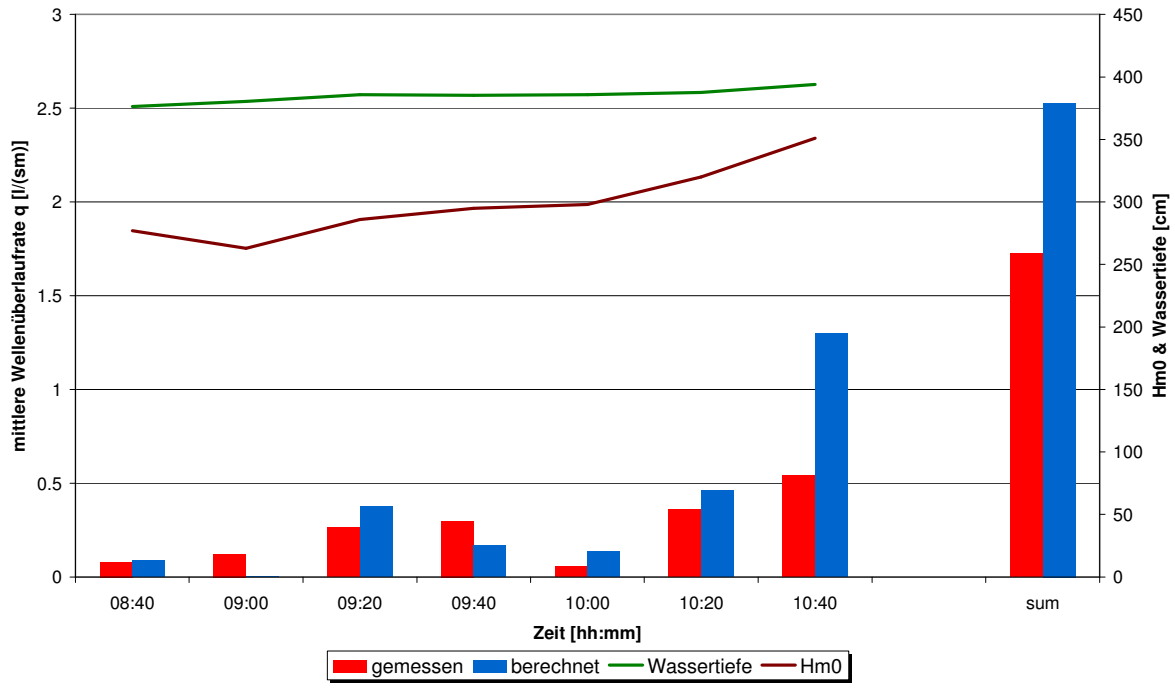


Abb. B.12: Sturmflut vom 01.03.2008

Abschließend werden die Summen der mittleren Wellenüberlaufraten aller Sturmflut gegenübergestellt. Zusätzlich wird die relative Wellenhöhe aufgetragen (Abb. B.13). Hier ist eine deutliche Abhängigkeit zwischen berechneten Daten und relativer Wellenhöhe erkennbar. Für alle Sturmfluten liegt der eingesteuerte Seegang in der Brandungszone. Es ist also mit gebrochenen Wellen im Signal zu rechnen, was von dem Modell nicht erkannt wird. Die größte Unterschätzung ist bei der Sturmflut mit der niedrigsten relativen Wellenhöhe zu finden. Diese Unterschätzung nimmt ab bis die relative Wellenhöhe nah am Brechkriterium nach McCowan (1894) liegt. Hier beginnt eine Überschätzung, da ein großer Anteil der eingesteuerten Wellen gebrochen ist und dabei Energie umgewandelt wurde. Dadurch entsteht bei realen Bedingungen mehr Überlauf, als im Modell, wo diese Energieumwandlung allein aus dem Seegangssignal nicht erkannt wird.

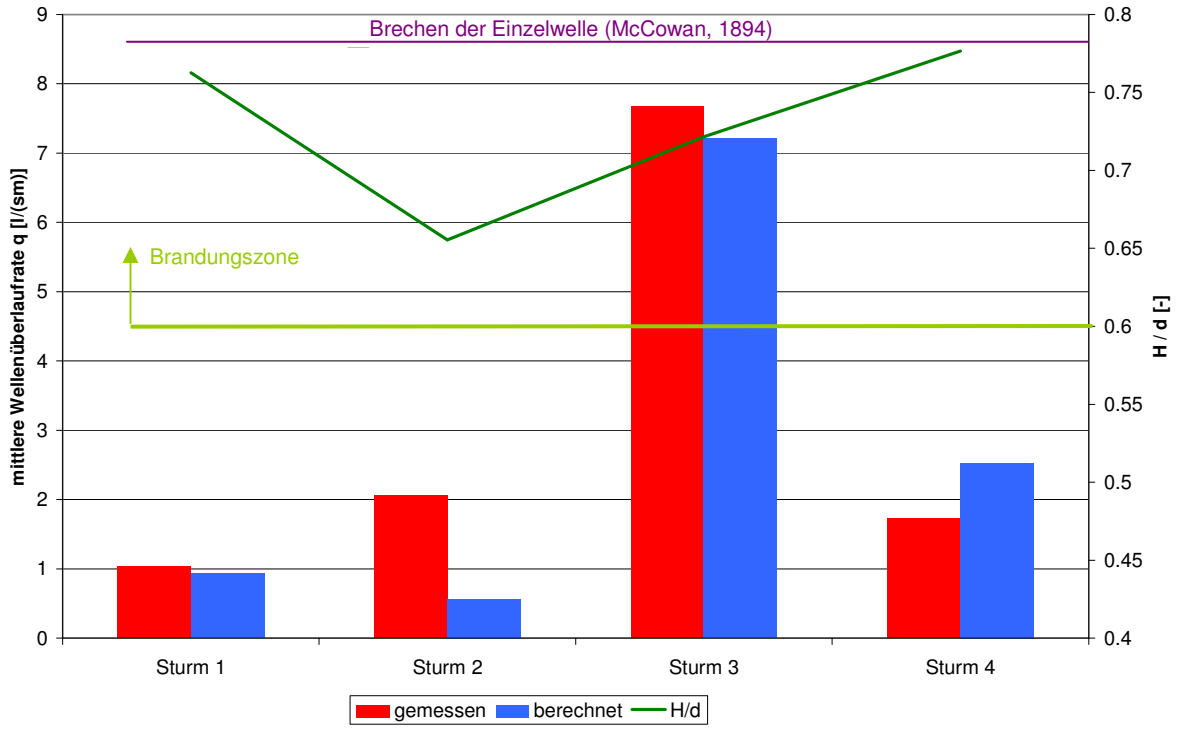
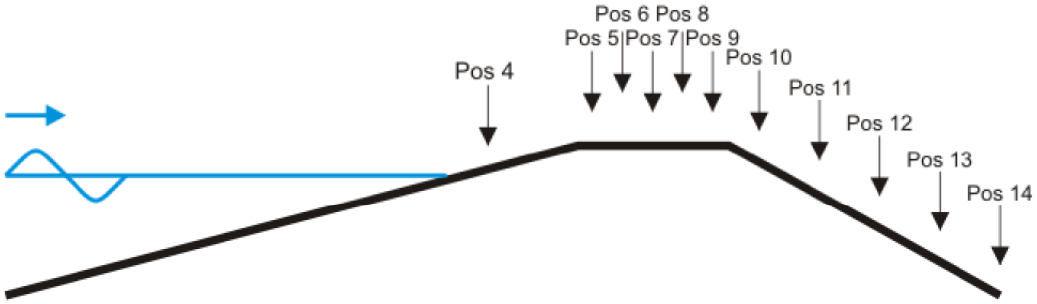
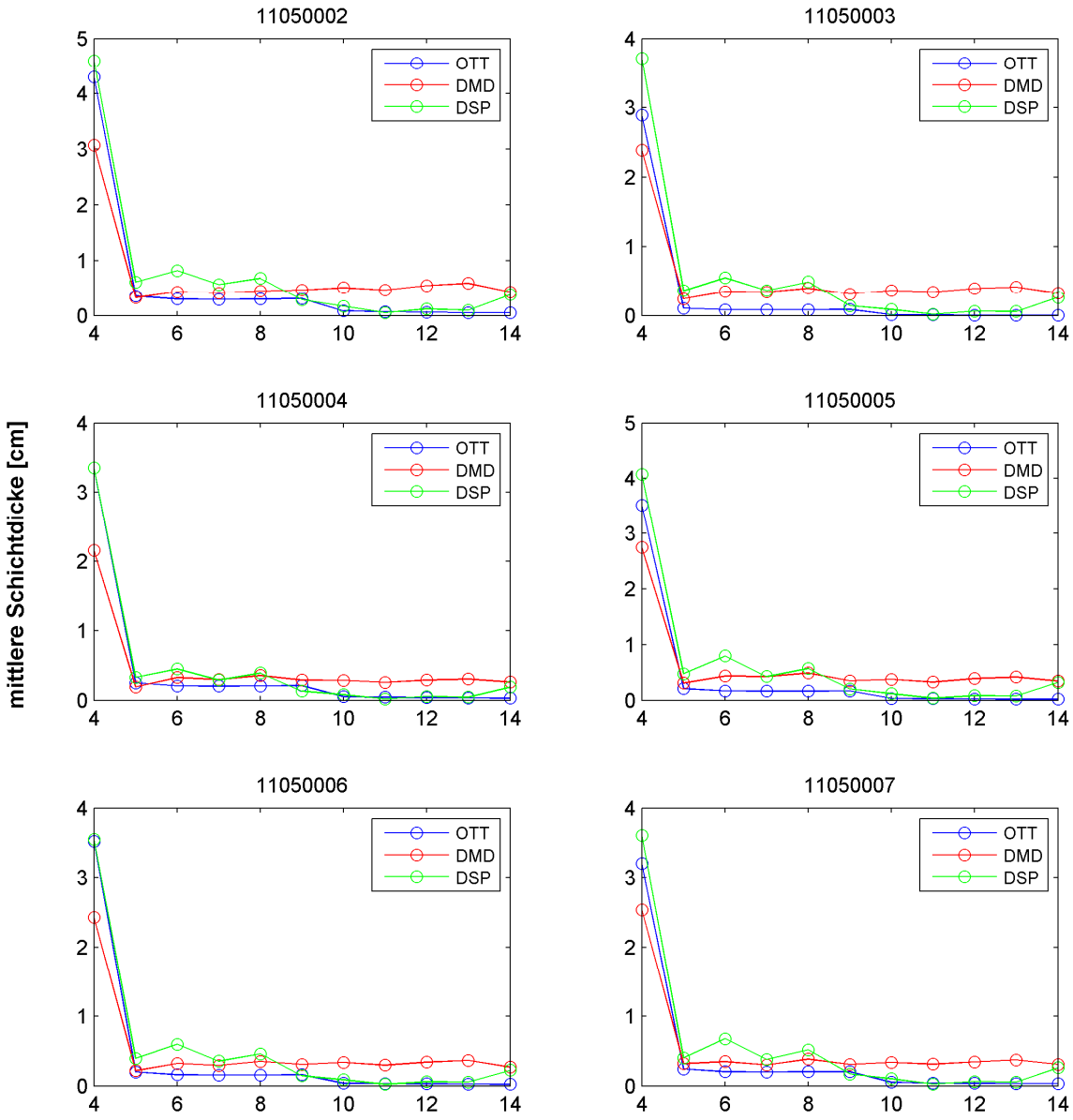


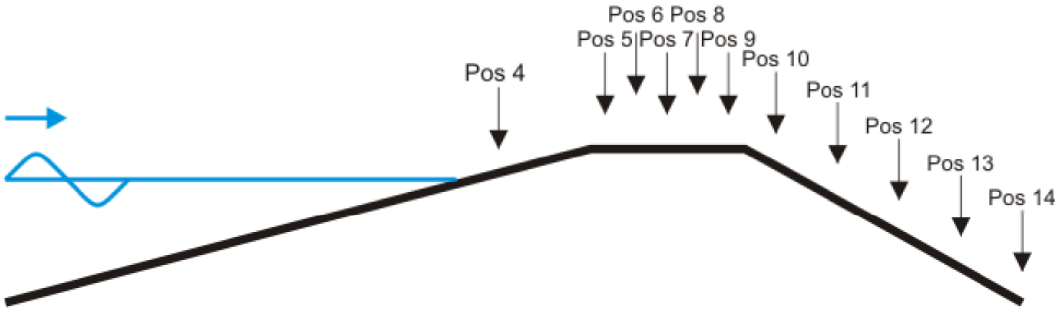
Abb. B.13: Gegenüberstellung der 4 Sturmfluten

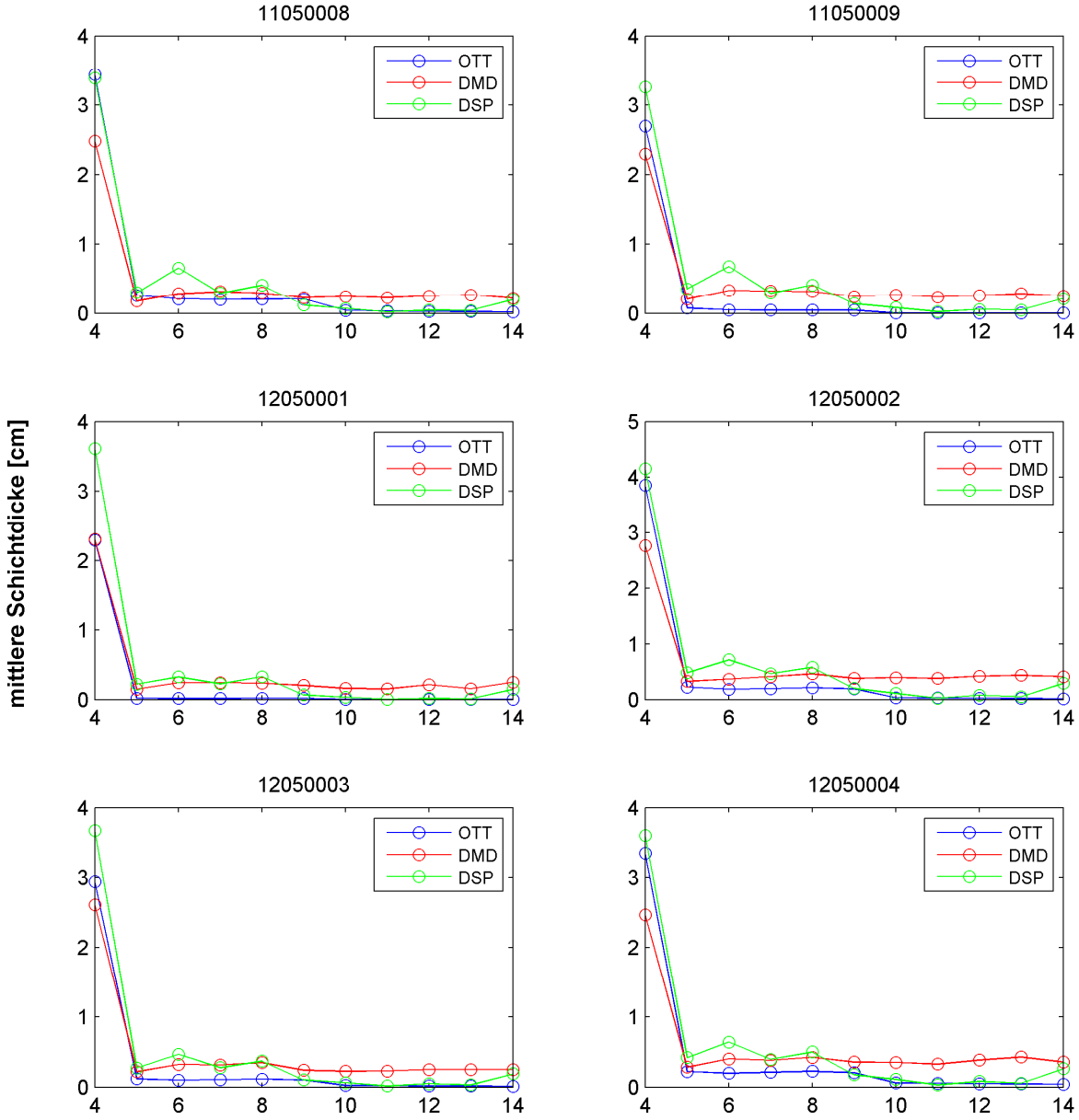
Trotz der zahlreichen Kompromisse, die aufgrund der verfügbaren Daten und der im Modell implementierten Vereinfachungen getroffen werden mussten, zeigt OTT-1D gute Ergebnisse bezüglich des Vergleichs mit Naturmessungen. Die Dimensionen werden allgemein gut erfasst, obwohl extreme Randbedingungen zu Grunde liegen. Das Modell bleibt stabil, obwohl die Datenmenge sehr groß ist und ein extrem nichtlinearer Seegang zu Grunde liegt.

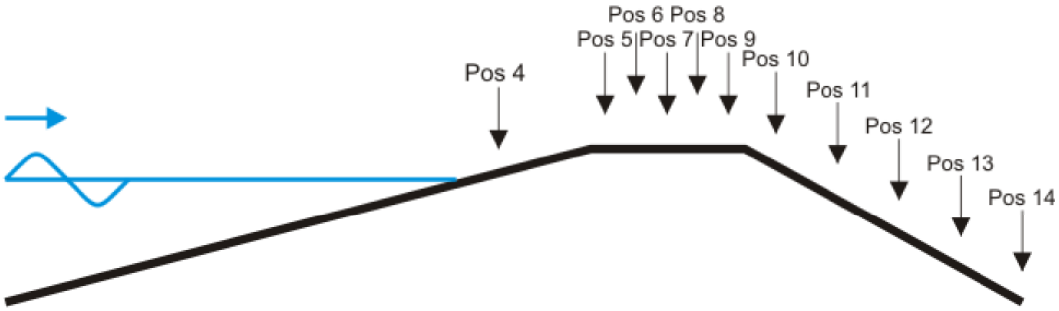
C Mittlere Schichtdicke

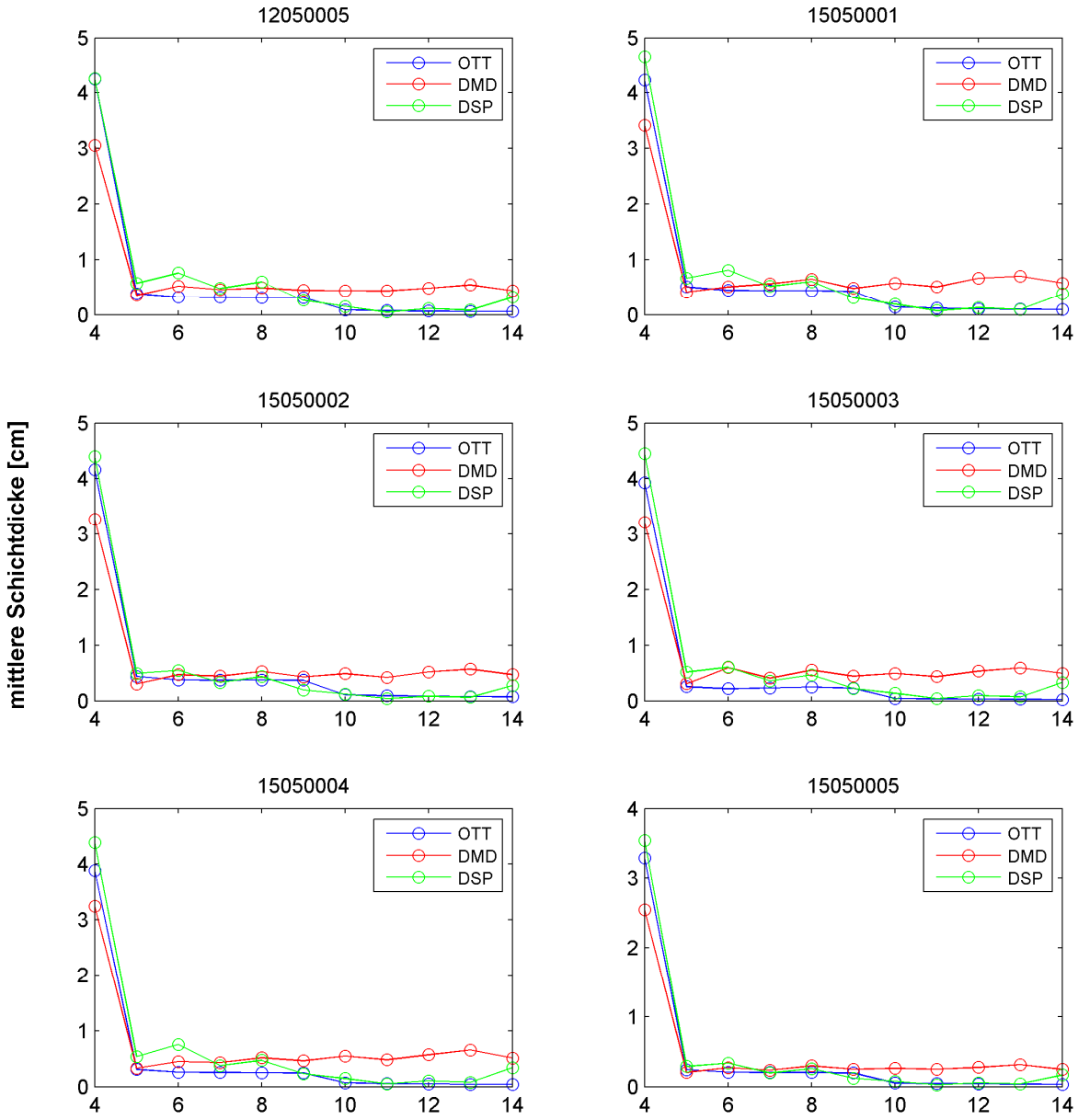


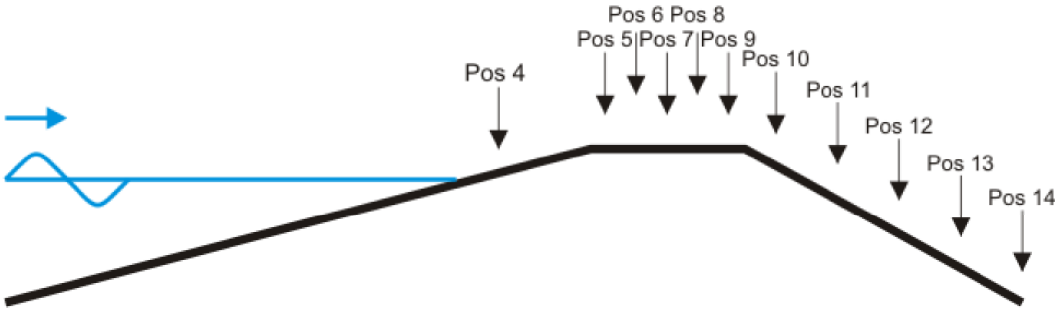


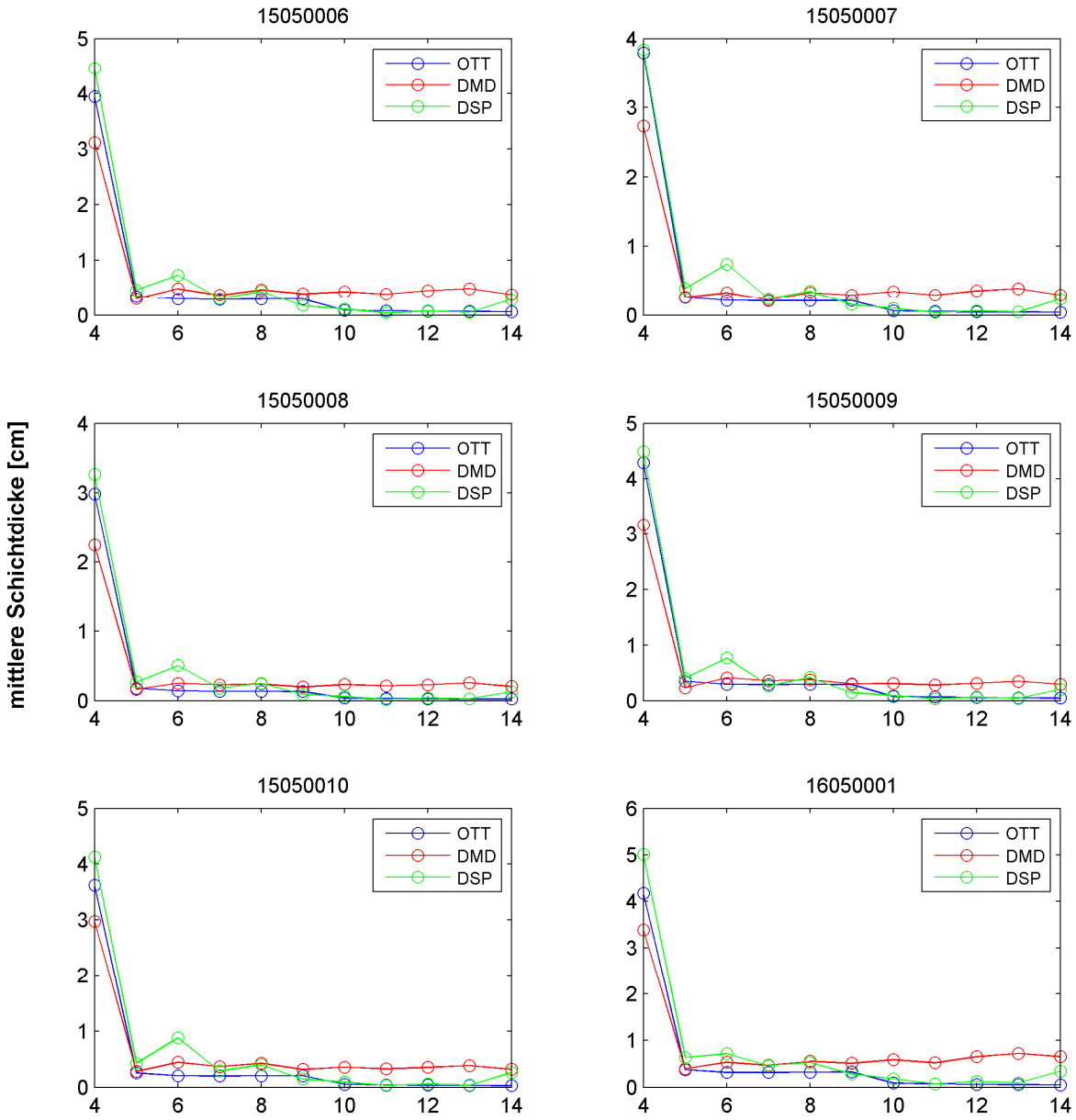

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

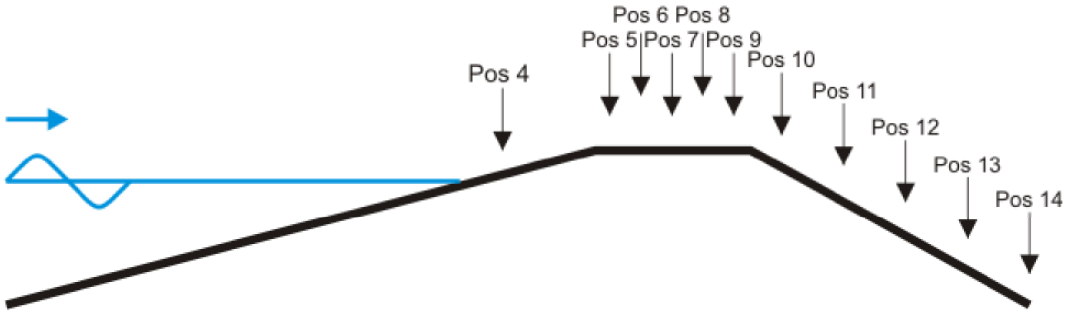

11050008
11050009
12050001
12050002
12050003
12050004
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

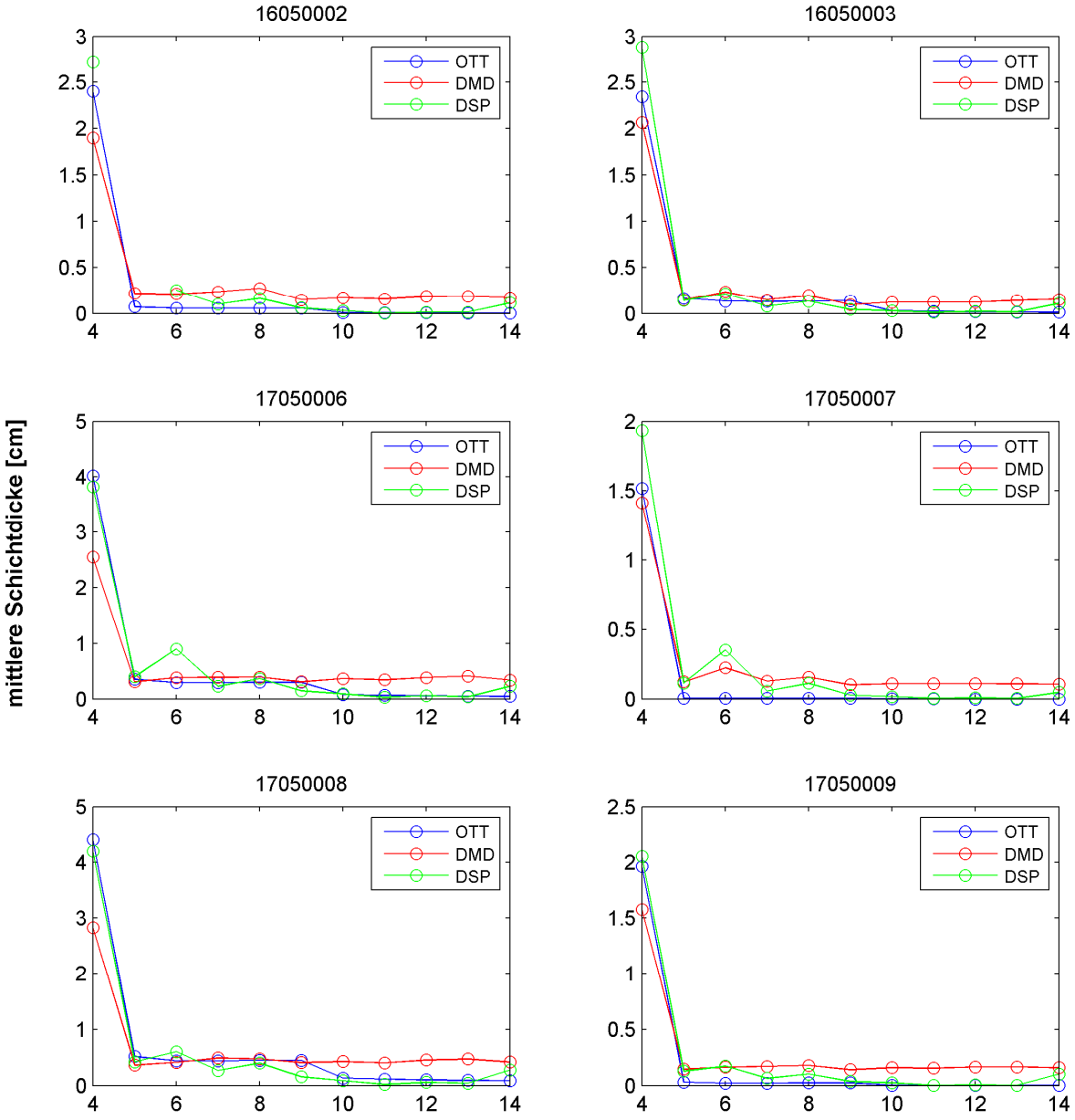

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

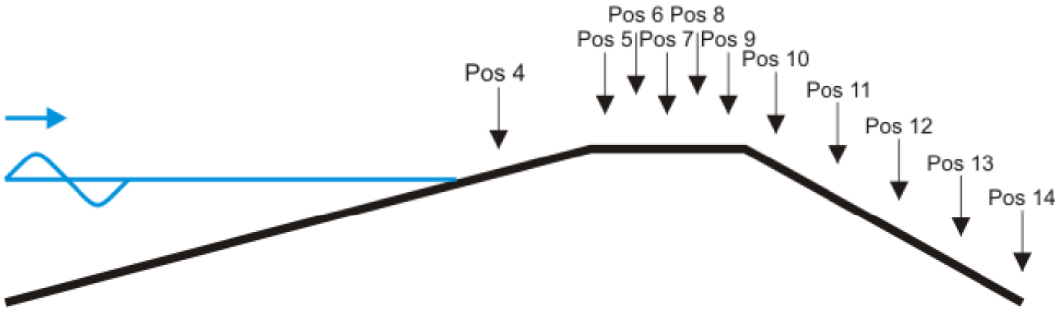

12050005
15050001
15050002
15050003
15050004
15050005
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

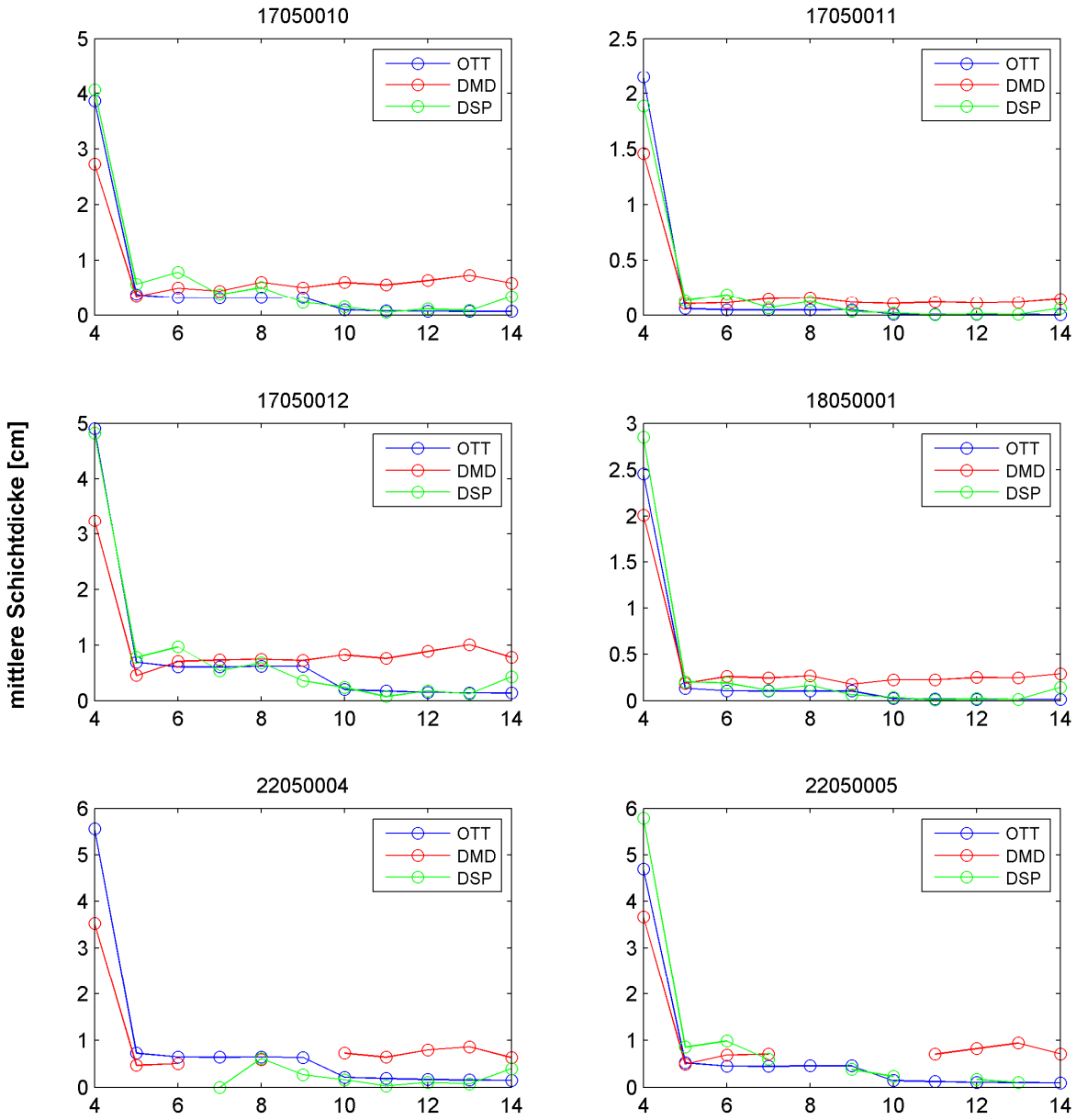

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

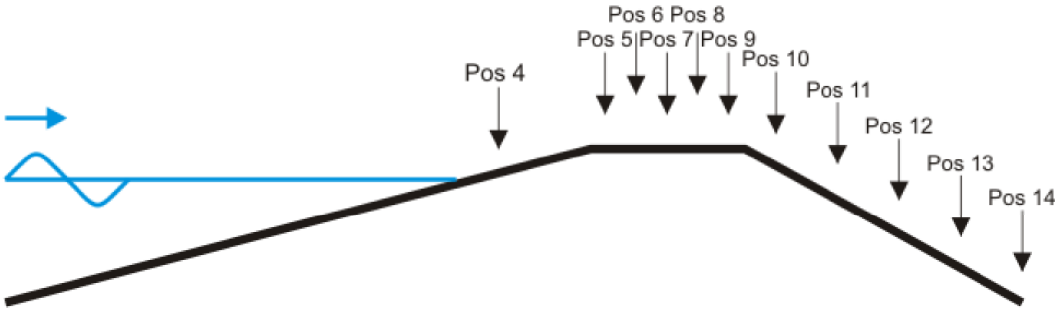

15050006
15050007
15050008
15050009
15050010
16050001
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

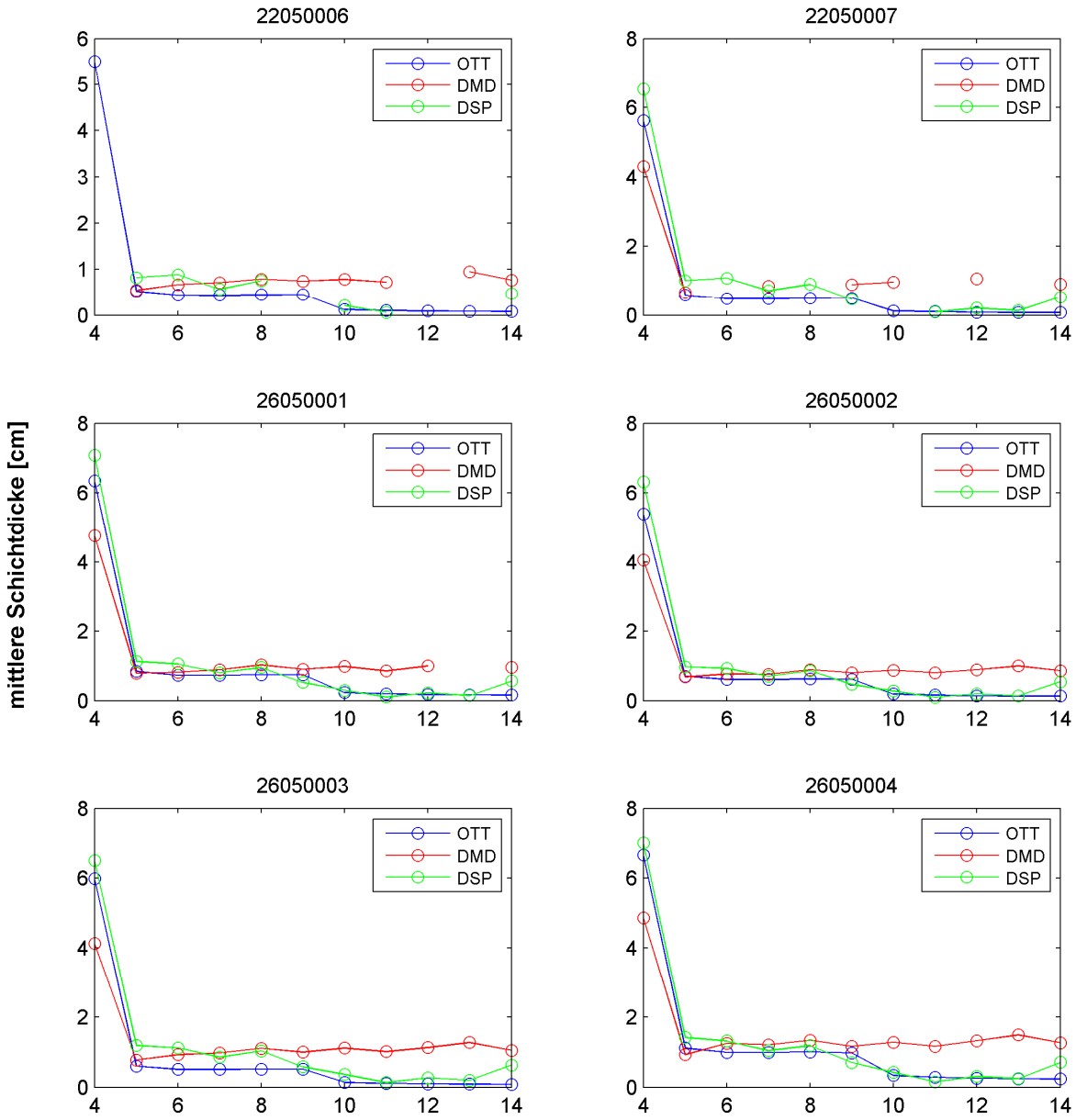

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

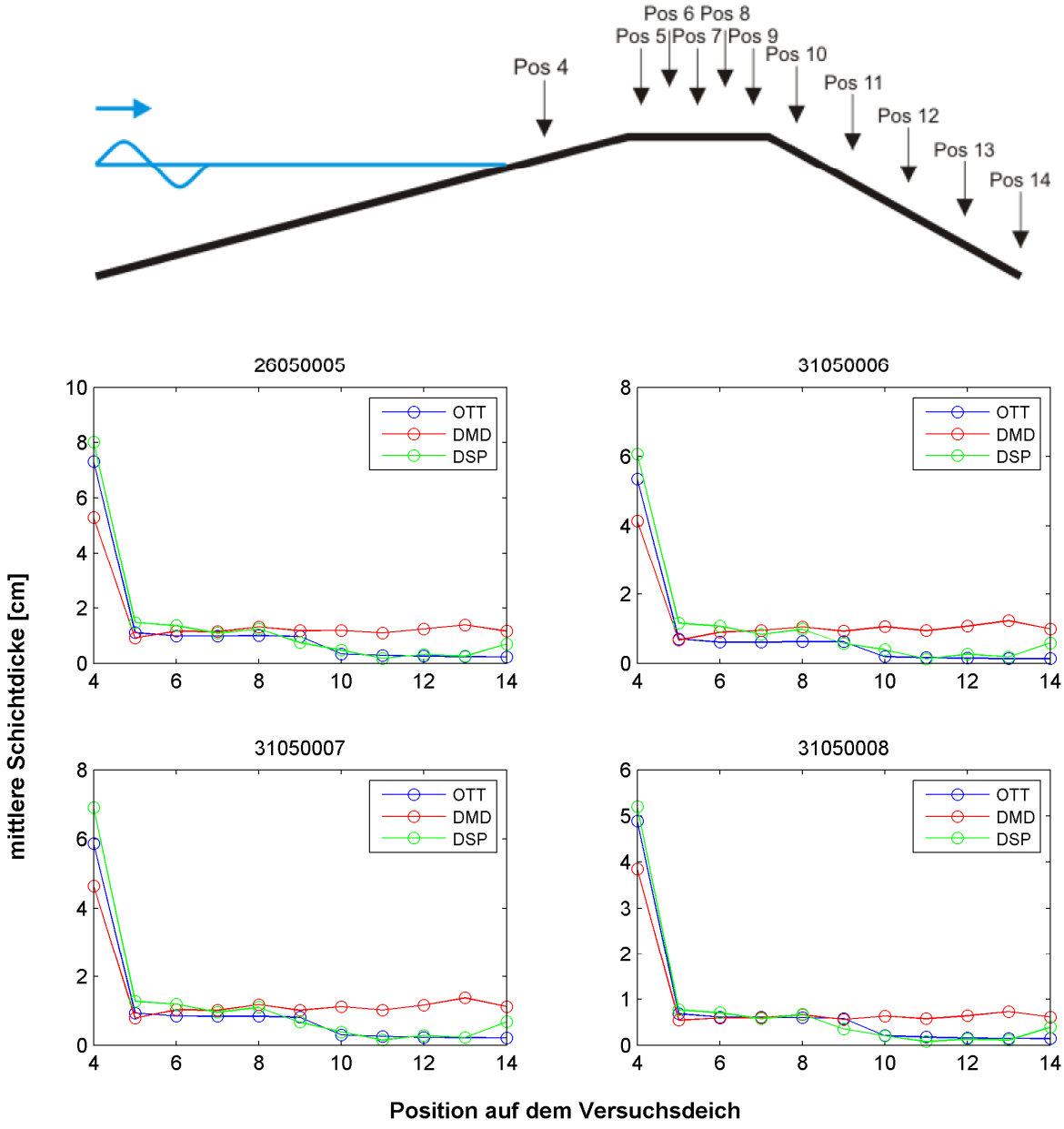

16050002
16050003
17050006
17050007
17050008
17050009
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

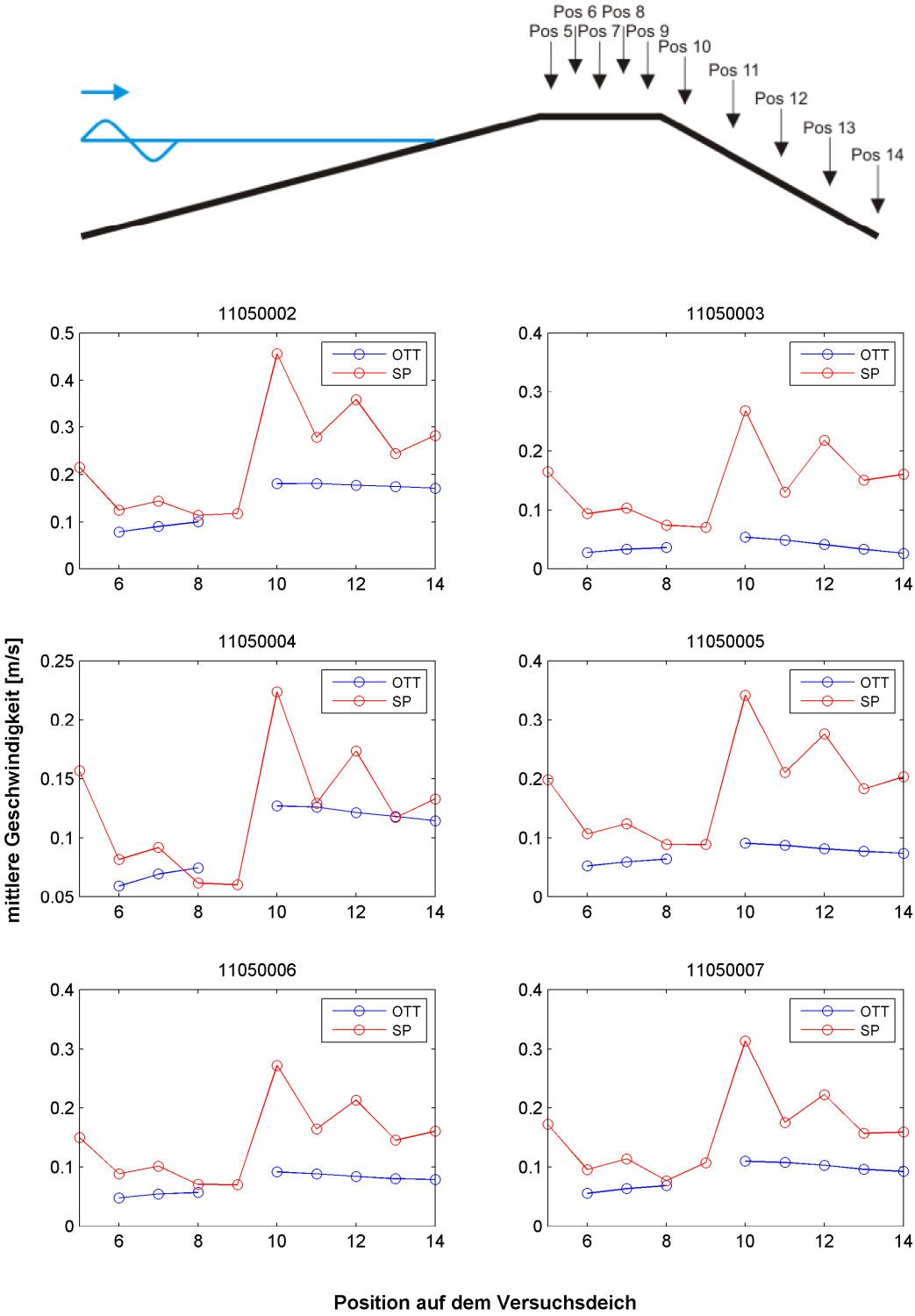

17050010
17050011
17050012
18050001
22050004
22050005
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

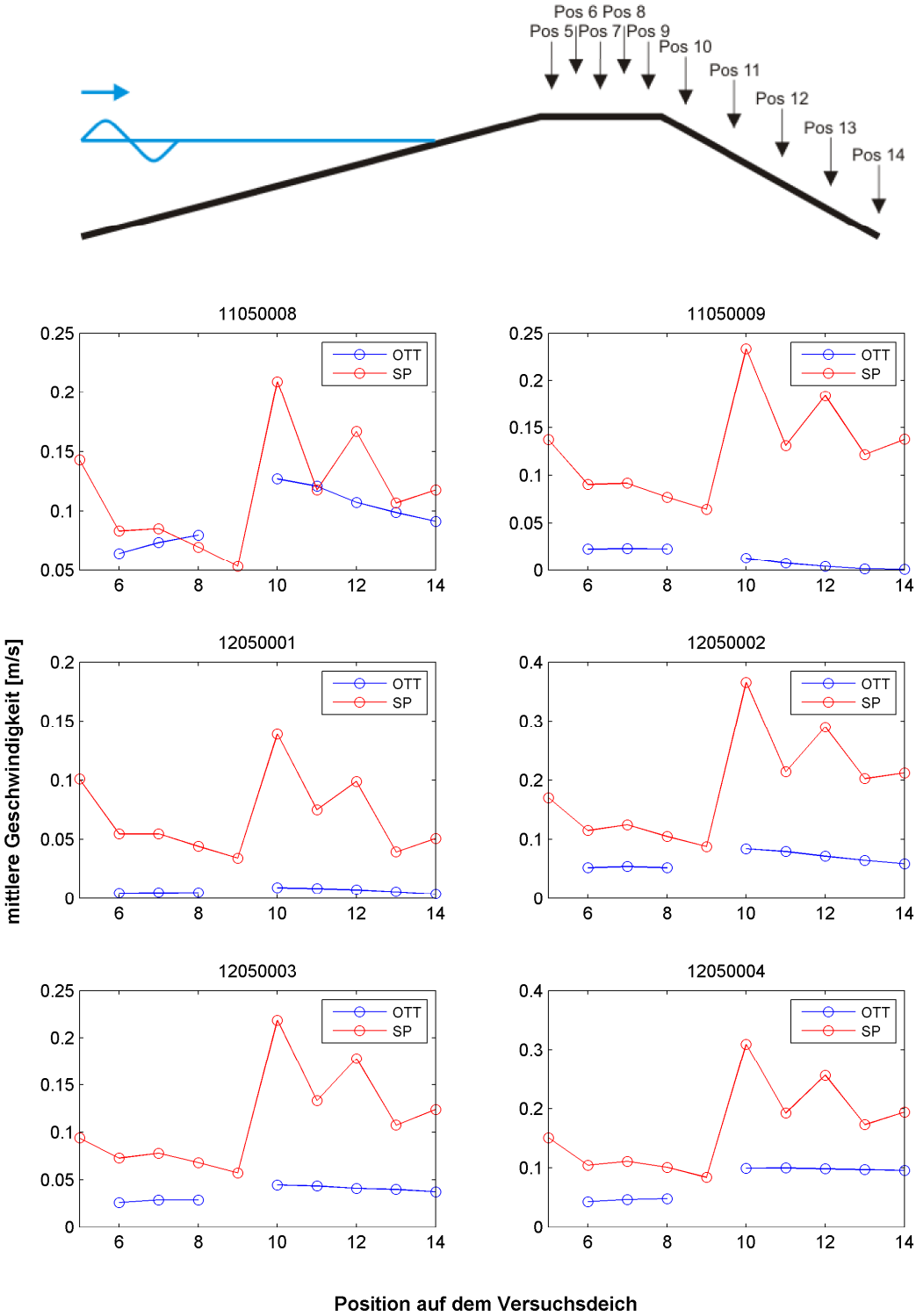

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14

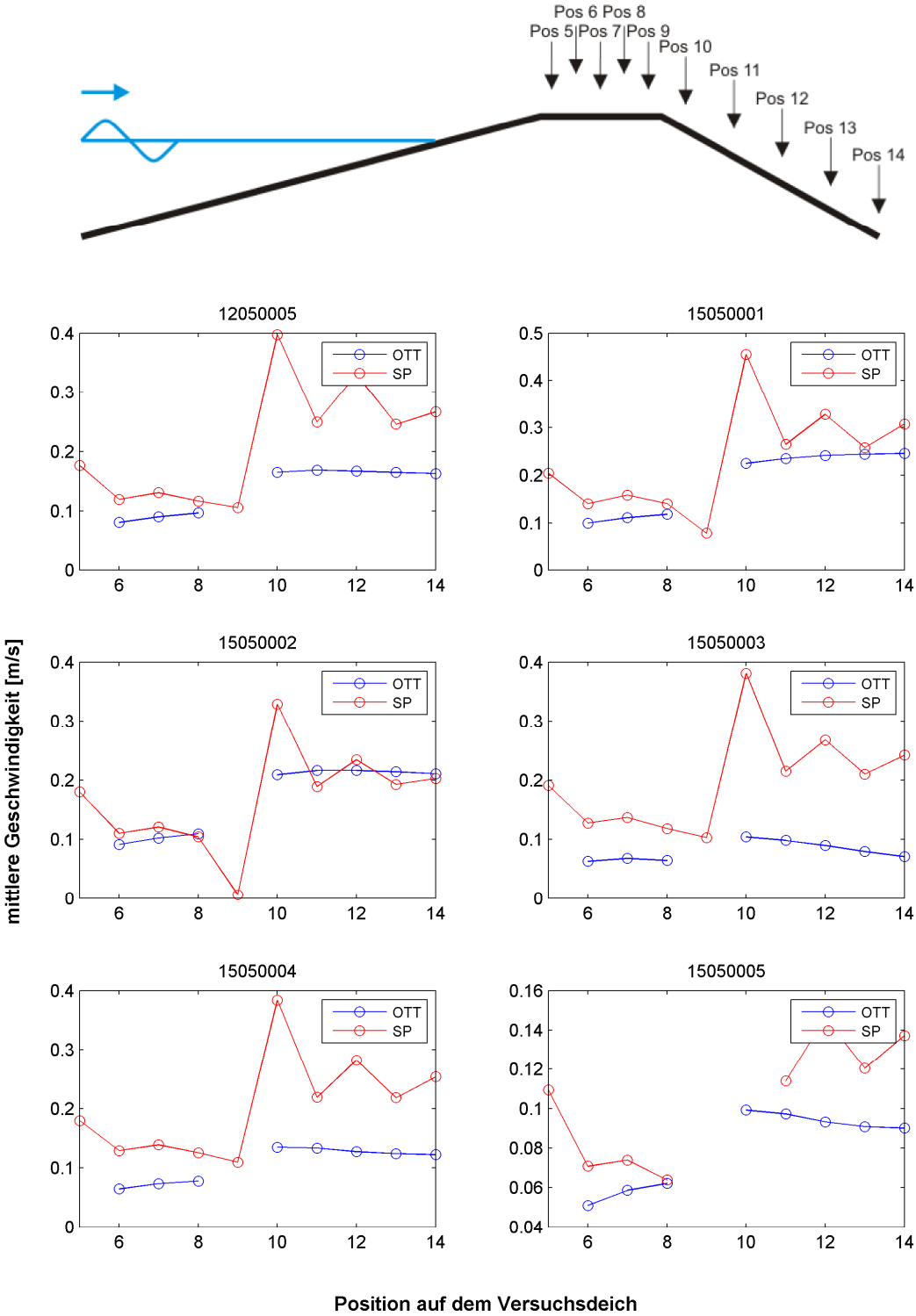

22050006
22050007
26050001
26050002
26050003
26050004
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

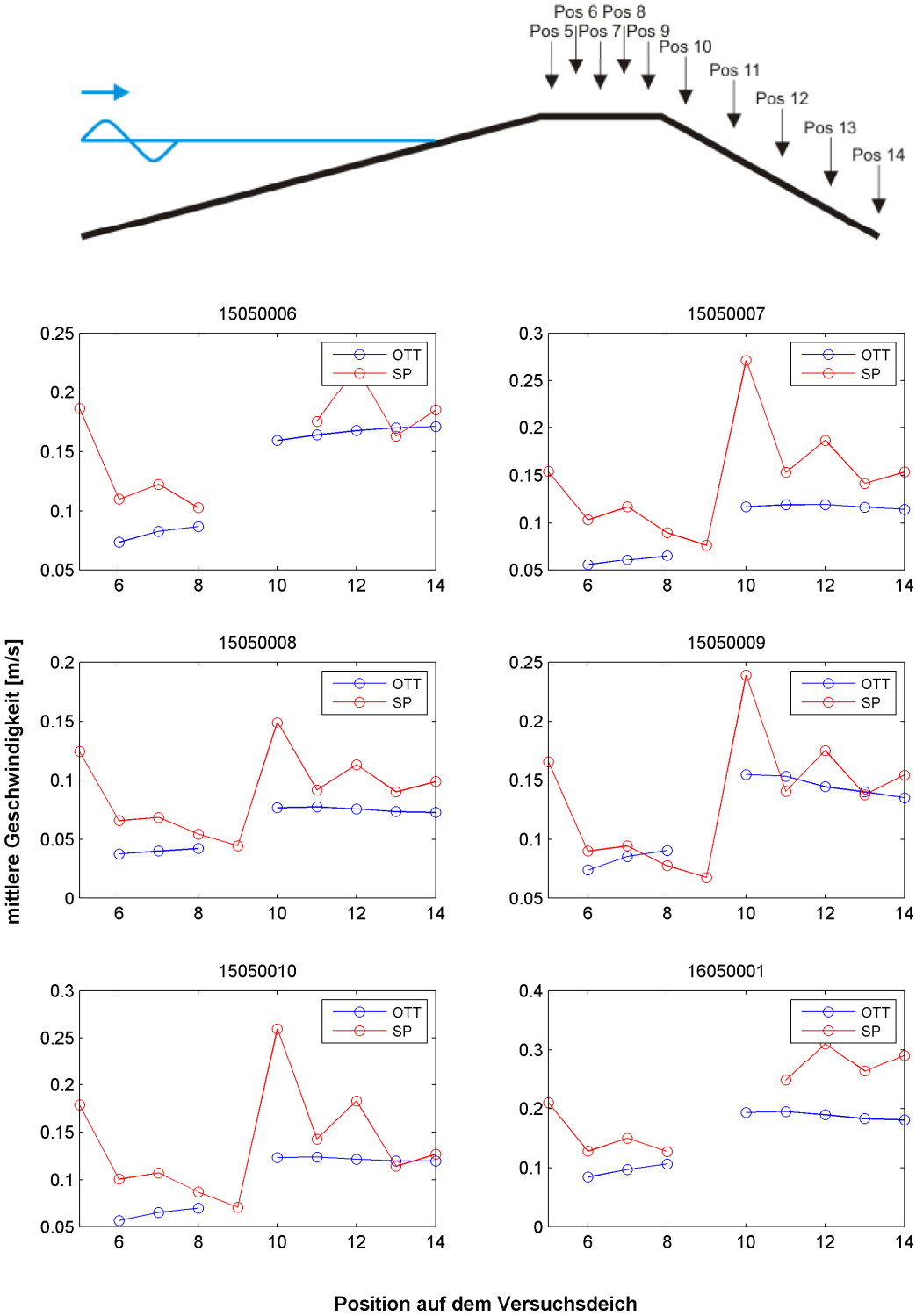

Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
26050005
31050006
31050007
31050008
OTT
DMD
DSP
mittlere Schichtdicke [cm]
Position auf dem Versuchsdeich

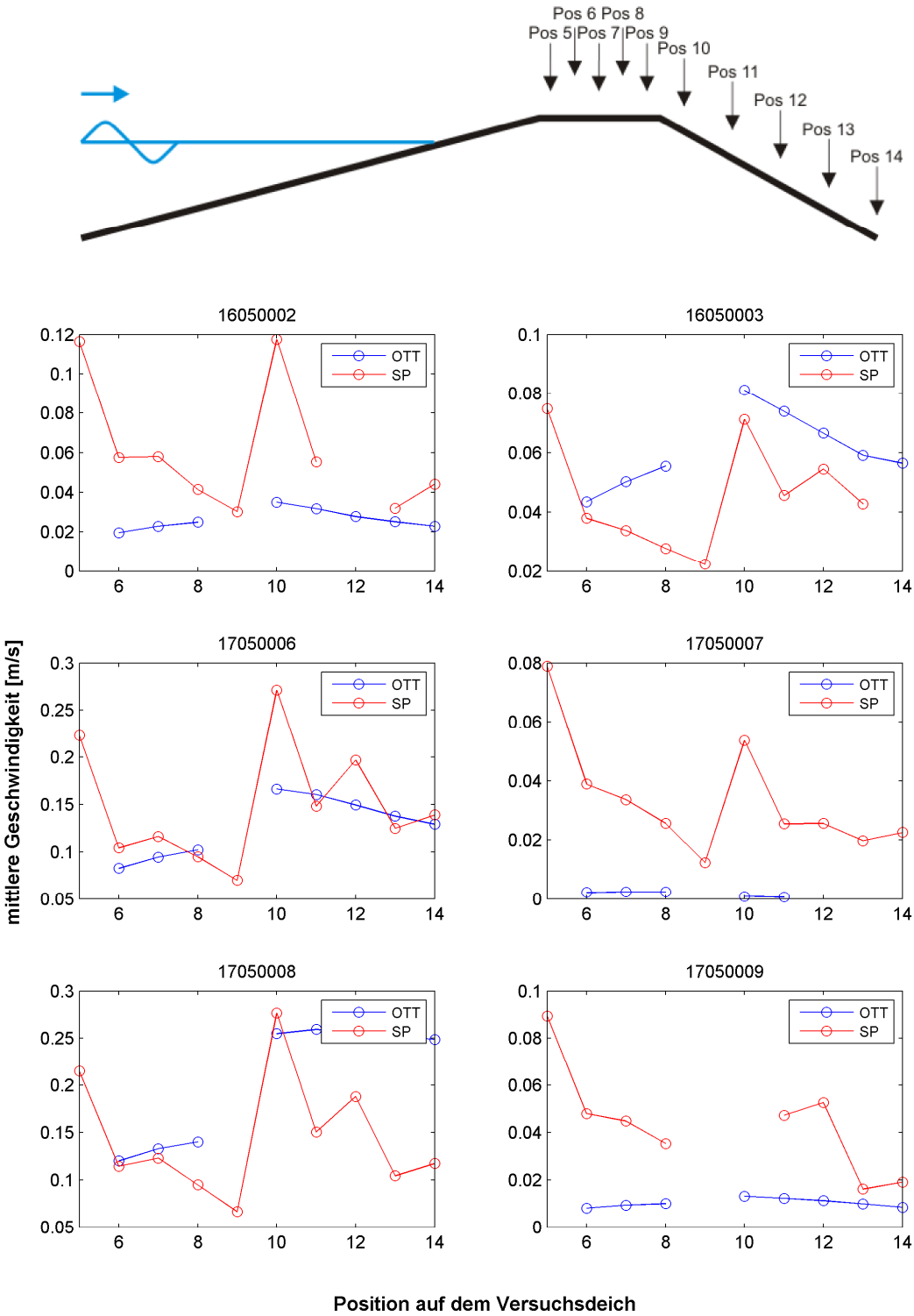
D Mittlere Geschwindigkeit

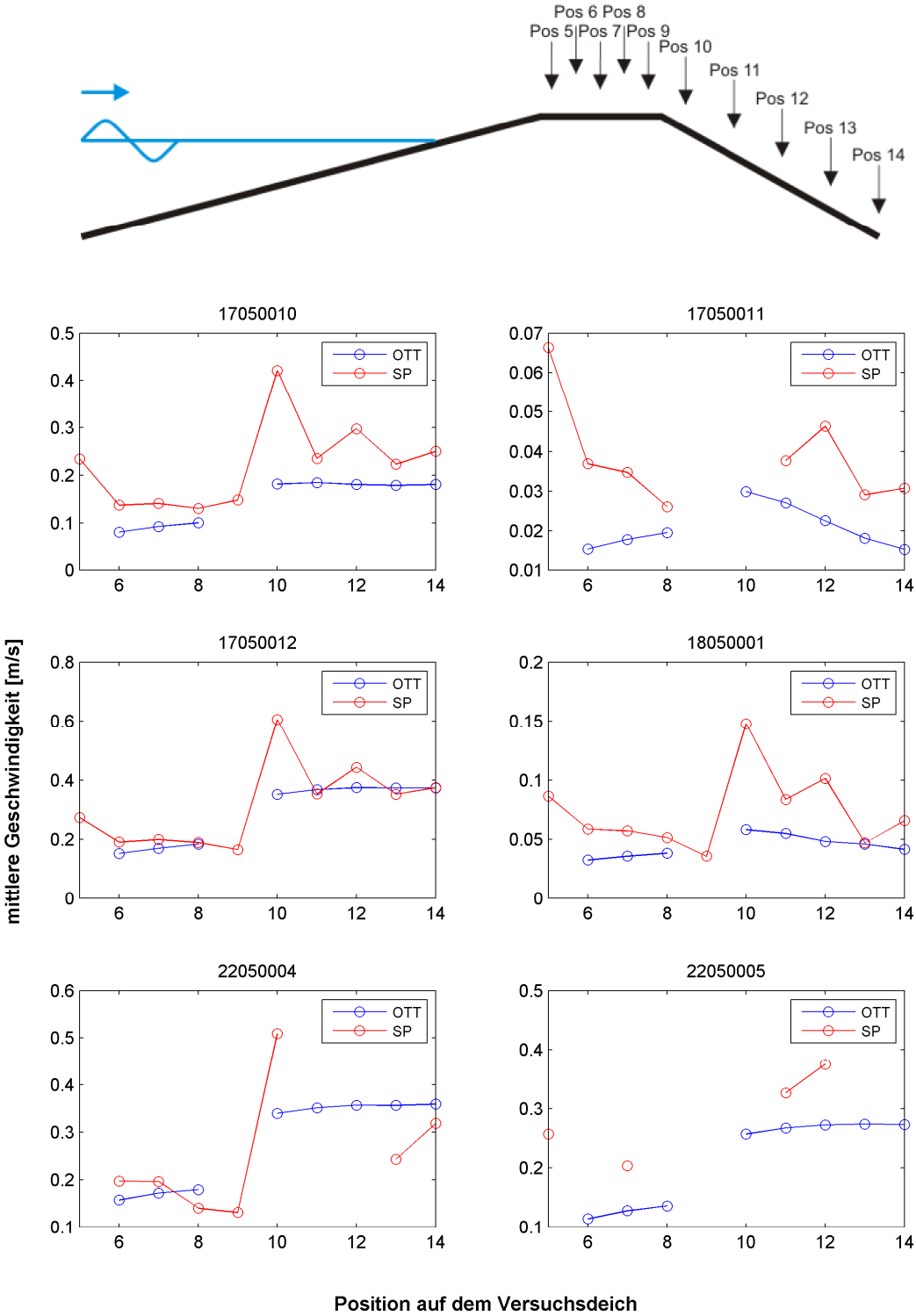


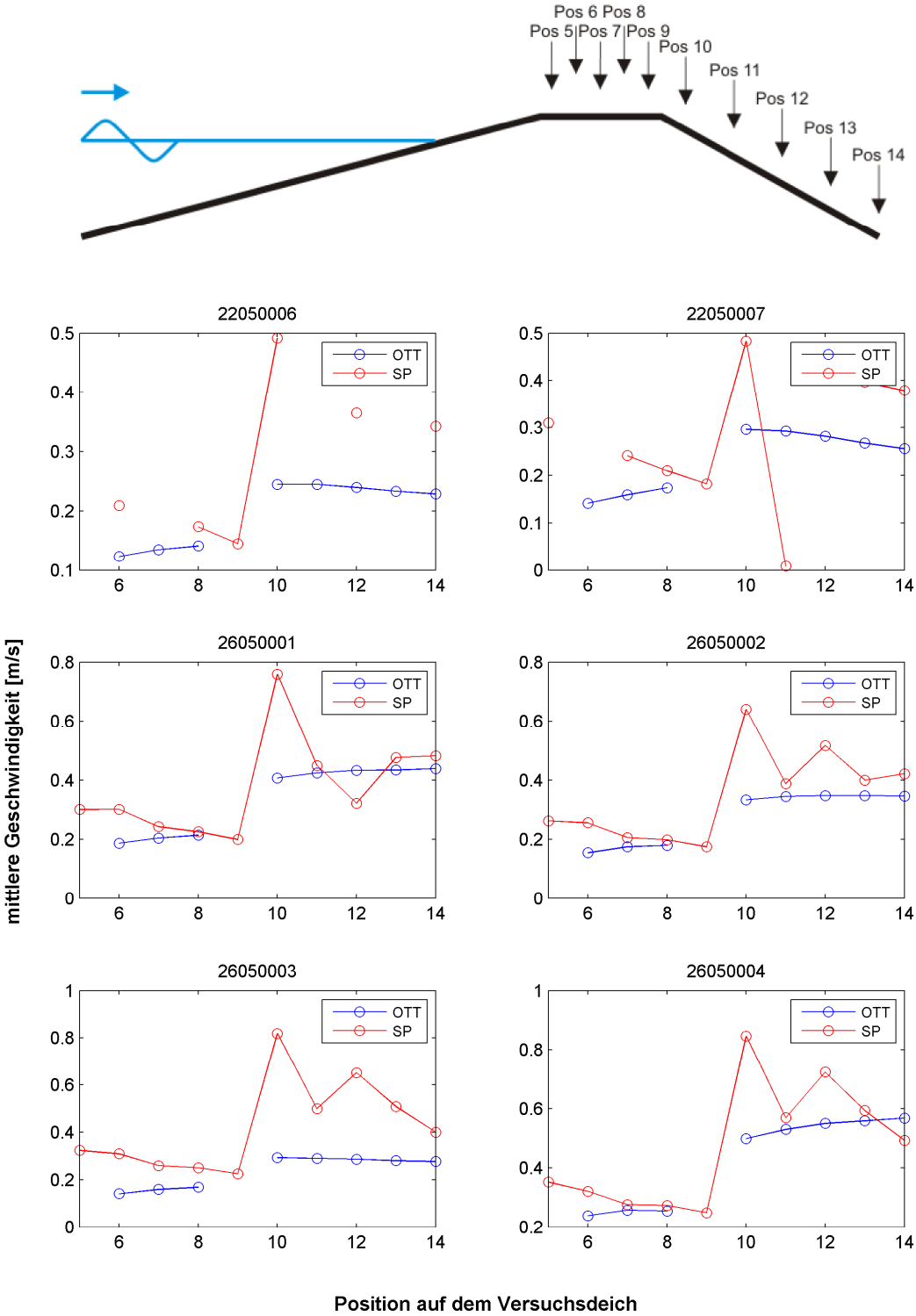

Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
11050008
11050009
12050001
12050002
12050003
12050004
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich

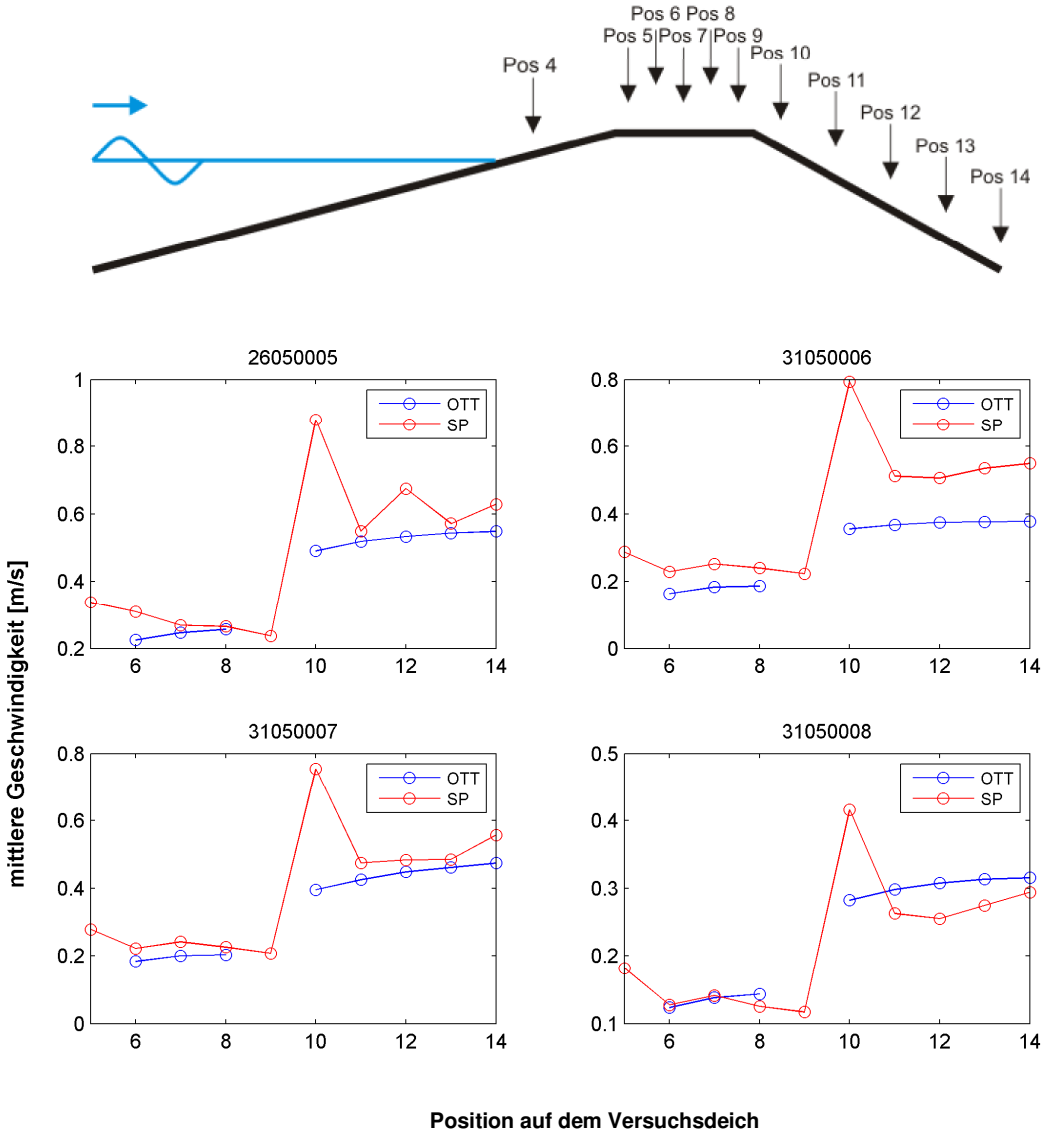

Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
12050005
15050001
15050002
15050003
15050004
15050005
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
15050006
15050007
15050008
15050009
15050010
16050001
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
16050002
16050003
17050006
17050007
17050008
17050009
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
17050010
17050011
17050012
18050001
22050004
22050005
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 6 Pos 8
Pos 5 Pos 7 Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
22050006
22050007
26050001
26050002
26050003
26050004
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich


Pos 4
Pos 5
Pos 6
Pos 7
Pos 8
Pos 9
Pos 10
Pos 11
Pos 12
Pos 13
Pos 14
26050005
31050006
31050007
31050008
OTT
SP
mittlere Geschwindigkeit [m/s]
Position auf dem Versuchsdeich